ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

СПРАВОЧНОЕ ПОСОБИЕ

А. Б. ГОЛЫШЕВ, д-р техн. наук,
В. Я. БАЧИНСКИЙ, В. П. ПОЛИЩУК,
А. В. ХАРЧЕНКО, кандидаты техн. наук,
И. В. РУДЕНКО, инж.

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

СПРАВОЧНОЕ ПОСОБИЕ

Под редакцией д-ра техн. наук А. Б. Голышева

КИЕВ
«БУДІВЕЛЬНИК»
1985

38.53—02я2
П79

УДК 624.012.41

Проектирование железобетонных конструкций : Справоч. пособие / А. Б. Голышев, В. Я. Бачинский, В. П. Полнщук и др.; Под ред. А. Б. Голышева.— К. : Будівельник, 1985.— 496 с.
Систематизированы методы расчета и конструирования элементов и конструкций из обычного и предварительно напряженного железобетона на все виды воздействий. Для сложных расчетов предложена рациональная последовательность выполнения операций. Даны примеры расчета и конструирования железобетонных конструкций различных типов зданий и сооружений, необходимые графики, таблицы и другие вспомогательные материалы, облегчающие работу проектировщиков.
Составлено на основании новых действующих нормативных материалов.
Для инженерно-технических работников проектных и строительных организаций.
Табл. 202. Ил. 416. Библиогр.: с. 493—494.

Рецензенты: *доктора техн. наук С. М. Крылов, А. С. Залесов; кафедра строительных конструкций и мостов КАДИ*

Редакция литературы по строительным конструкциям, материалам и изделиям
Зав. редакцией *инж. А. А. Петрова*

Александр Борисович Голышев,
Владимир Яковлевич Бачинский,
Виталий Петрович Полищук,
Александр Владимирович Харченко,
Ирина Валентиновна Руденко

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

СПРАВОЧНОЕ ПОСОБИЕ

Под редакцией д-ра техн. наук *А. Б. Голышева*

Редакторы *В. А. Кочан, Т. Б. Богданова, В. А. Шевчук*
Обложка художника *М. М. Суханкина*
Художественный редактор *Н. Г. Аникина*
Технический редактор *О. Г. Шульженко*
Корректоры *Г. В. Хепо-ахо, Т. Ю. Серга, Л. А. Павловская*

ИБ № 2178

Сдано в набор 25.12.84. Под. в печ. 18.10.85. БФ 03881. Формат 70×100¹/₁₆. Бум тип № 2. Гарн. лит. Печ. выс. Усл. печ. л. 39,99. Усл. кр.-отт 39,99. Уч.-изд. л. 50,36. Тираж 25000 экз. Изд. № 442. Заказ № 5—195. Цена 2 р. 80 к.

Издательство «Будівельник». 252053, Киев-53, Обсерваторная, 25

Головное предприятие республиканского производственного объединения «Полиграфкнига». 252057, Киев-57, ул. Довженко, 3.

П $\frac{3202000000\text{-}069}{M203\ (04)\text{-}85}$ 22.85

© Издательство «Будівельник», 1985

ПРЕДИСЛОВИЕ

Увеличение объема капитального строительства при одновременном расширении области применения бетона и железобетона требует всемерного облегчения конструкций и, следовательно, постоянного совершенствования методов их расчета и конструирования.

Развитию науки о железобетоне и повышению качества проектирования железобетонных конструкций способствовали многочисленные исследования, выполненные в послевоенные годы, и сопутствовавший им периодический пересмотр норм проектирования. Принципиально новым шагом вперед явился выход норм 1955 г. (НиТУ 123-55 и СН 10-57), где впервые регламентировался расчет конструкций по методу предельных состояний. В СНиП II-В.1-62 впервые установлена единая методика расчета ненапрягаемых и предварительно-напряженных железобетонных конструкций. Много принципиально новых положений введено и при разработке главы СНиП II-21-75, действующей с 1977 г. СНиП II-21-84 содержит уточнение некоторых положений; его появление обусловлено, главным образом, переходом на систему единиц СИ (СТ СЭВ 1052-78) и заменой марок по прочности на сжатие и растяжение на классы. Поэтому в предлагаемой читателю книге под современными подразумеваются нормы, действующие с 1977 г., под старыми — нормы, действовавшие до этого периода (СНиП II-В.1-62).

Способствовать овладению особенностями проектирования железобетонных конструкций, уменьшению трудоемкости их расчетов и помочь инженерам-проектировщикам и студентам вузов и факультетов строительного профиля в освоении новых методов расчета железобетонных элементов и конструкций по предельным состояниям призваны различного рода пособия. Так, в частности, заслуженной популярностью у читателя пользовался капитальный труд И. И. Улицкого, С. А. Ривкина, М. В. Самолетова и др. «Железобетонные конструкции (расчет и конструирование)». Однако со времени последнего издания (1972 г.) многие положения расчета устарели. Поэтому в настоящее время назрела необходимость создания нового пособия по проектированию железобетонных конструкций, отражающего в достаточной мере современное состояние строительной науки и учитывающего требования новых норм. Именно таким пособием, по замыслу авторов, является настоящая работа.

В книге приведены подробные данные о материалах для железобетонных конструкций и рекомендации по их выбору, а также указания по конструированию. Значительное место отведено расчету элементов бетонных и железобетонных конструкций по предельным состояниям (по несущей способности, деформациям и по трещиностойкости) в соответствии с требованиями нормативных документов, в отдельных случаях — на основе уточненных методов, позволяющих получать более экономичные решения. Отмечены основные отличия современных нормативных документов от старых, действовавших до 1977 г., и даны краткое обоснование и разъяснение новых положений расчета и конструирования.

Освещены вопросы проектирования несущих элементов железобетонных конструкций (фундаменты, колонны, балки, плиты, рамные конструкции). При решении ряда задач рассмотрены вопросы, связанные с учетом влияния ползучести бетона, а также с расчетом по методу предельного равновесия, причем не только в классической, но и в более общей постановке — с учетом ограниченной пластичности исходных материалов.

Отдельный раздел посвящен примерам расчета и конструирования наиболее распространенных железобетонных конструкций. Основное внимание при этом уделено сборным конструкциям, особенно крупноразмерным. Вместе с тем авторы сочли целесообразным, и это полностью отвечает тенденциям в строительстве, поместить примеры проектирования монолитных конструкций.

При работе над книгой авторы использовали материалы, содержащиеся в современных нормативных документах, учебных курсах и монографиях (по отдельным вопросам), а также разработки, выполненные в лаборатории теории расчета железобетонных конструкций НИИСК Госстроя СССР.

Раздел I написали А. Б. Голышев, В. Я. Бачинский, А. В. Харченко и И. В. Руденко, раздел II — В. П. Полищук.

ОСНОВНЫЕ БУКВЕННЫЕ ОБОЗНАЧЕНИЯ *

Усилия от внешних нагрузок и воздействий

M (M) и Q (Q) — изгибающий момент и поперечная сила;
N (N) — продольная сила;
T ($M_к$) — крутящий момент;
Q_{sh} ($Q_{сд}$) — сила сдвига;
M_{sh} ($M_к$) и M_l ($M_{дл}$) — усилия от воздействия соответственно кратковременных нагрузок, постоянных и длительных.

Характеристики предварительно напряженного элемента

P_0 (N_0) — усилие предварительного обжатия с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре, соответствующих рассматриваемой стадии работы элемента;
P_{01} (N_{01}) и P_{02} (N_{02}) — то же, с учетом соответственно первых и всех потерь напряжений;
M_{rp} ($M^{я}_{об}$) — момент силы P_0 (N_0) относительно ядровой точки;
σ_{sp} (σ_0) и σ'_{sp} (σ'_o) — предварительные напряжения соответственно в напрягаемой арматуре S (А) и S' (А′) до обжатия бетона (при натяжении арматуры на упоры) либо в момент снижения предварительного напряжения в бетоне до нуля воздействием на элемент внешних фактических или условных сил, определяемые с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре, соответствующих рассматриваемой стадии работы элемента;
$\sigma_{sp,1}$ (σ_{01}) и $\sigma_{sp,2}$ (σ_{02}) — напряжения σ_{sp} (σ_0) с учетом соответственно первых и всех потерь;
σ_{bp} ($\sigma_{б.н}$) — сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия с учетом потерь предварительного напряжения в арматуре, соответствующих рассматриваемой стадии работы элемента;
$\sigma_{con,1}$ ($\sigma_к$) и $\sigma_{con,2}$ ($\sigma_н$) — контролируемые напряжения арматуры при натяжении соответственно на упоры и на бетон.

Характеристики материалов

R_b ($R_{пр}$) и $R_{b,ser}$ ($R_{пII}$) — расчетные сопротивления бетона осевому сжатию для предельных состояний соответственно первой и второй группы;
R_{bt} ($R_р$) и $R_{bt,ser}$ ($R_{рII}$) — расчетные сопротивления бетона осевому растяжению для предельных состояний соответственно первой и второй группы;
R_{bn} ($R^н_{пр}$) и R_{btn} ($R^н_р$) — нормативные сопротивления бетона соответственно осевому сжатию и осевому растяжению;
$R_{b,loc}$ ($R_{см}$) — расчетное сопротивление бетона смятию;
R_{bsh} ($R_{сд}$) — расчетное сопротивление бетона сдвигу;
R_m ($\overline{R}$) — средняя кубиковая прочность бетона;
R_{bp} (R_0) и R^0_b ($R^0_{пр}$) — передаточная прочность бетона соответственно кубиковая и призменная;
R_s ($R_а$) — расчетное сопротивление арматуры растяжению для предельных состояний первой группы: продольной; поперечной — при расчете сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие изгибающего момента;

* В скобках даны обозначения, использовавшиеся ранее.

R_{sn} ($R_a^н$) — нормативное сопротивление арматуры растяжению;

R_{sw} ($R_{a.x}$) — расчетное сопротивление поперечной арматуры растяжению для предельных состояний первой группы при расчете сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы;

R_{sc} ($R_{a.c}$) — расчетное сопротивление арматуры сжатию для предельных состояний первой группы;

$R_{s,ser}$ (R_{aII}) — расчетное сопротивление арматуры растяжению для предельных состояний второй группы;

$\varepsilon_{b,u}$ (ε_u) и $\bar{\varepsilon}_{b,u}$ ($\varepsilon_{пр}$) — относительные деформации предельной сжимаемости бетона соответственно при равномерном и неравномерном сжатии;

$\varepsilon_{sh}(t)$ [ε_{yt}] и $\varepsilon_{sh}(\infty)$ [ε_{ym}] — относительные деформации усадки бетона к моменту времени соответственно $t = t$ и $t = \infty$;

$\varphi_c(t)$ [φ_t] и $\varphi_c(\infty)$ [φ_m] — характеристика ползучести бетона к моменту времени соответственно $t = t$ и $t = \infty$

E_b ($E_б$) и G_b ($G_б$) — начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении и модуль сдвига бетона;

E_s (E_a) и E_w (E_x) — модуль упругости соответственно продольной арматуры и хомутов;

α_s (n) — отношение соответствующих модулей упругости арматуры E_s (E_a) и бетона E_b ($E_б$);

α_w (n_x) — то же, E_w (E_x) и E_b ($E_б$);

ν (μ) — коэффициент Пуассона.

Внутренние усилия (напряжения) в поперечном сечении элемента

N_{cr} ($N_{кр}$) — условная критическая сила;

Q_w (Q_x), Q_{inc} (Q_0) и Q_b ($Q_б$) — поперечные силы, воспринимаемые соответственно хомутами, отгибами и бетоном;

M_{crc} ($M_т$) и N_{crc} ($N_т$) — усилия, вызывающие образование трещин;

σ_{mc} ($\sigma_{г.с}$) и σ_{mt} ($\sigma_{г.р}$) — главные сжимающие и главные растягивающие напряжения;

M_u — несущая способность сечения при изгибе, предельный момент, момент в шарнире.

Характеристики положения продольной арматуры в поперечном сечении элемента

S (A) — продольная арматура:
при наличии сжатой и растянутой от действия внешней нагрузки зон сечения — вся арматура (напрягаемая и ненапрягаемая), расположенная в растянутой зоне;
при полностью сжатом от действия внешней нагрузки сечении — то же, расположенная у менее сжатой грани сечения;
при полностью растянутом от действия внешней нагрузки сечении внецентренно-растянутых элементов — расположенная у более растянутой грани сечения;

S' (A') — продольная арматура:
при наличии сжатой и растянутой от действия внешней нагрузки зон сечения — расположенная в сжатой зоне;
при полностью сжатом от действия внешней нагрузки сечении — расположенная у более сжатой грани сечения;
при полностью растянутом от действия внешней нагрузки сечении внецентренно-растянутых элементов — расположенная у менее растянутой грани сечения.

Геометрические характеристики

b (b) — ширина прямоугольного сечения, ребра таврового или двутаврового сечения;

b_f ($b_п$) и b'_f ($b'_п$) — ширина полки таврового и двутаврового сечения соответственно в растянутой и сжатой зоне;

h (h) — высота прямоугольного, таврового и двутаврового сечения;

h_f ($h_п$) и h'_f ($h'_п$) — высота полки таврового и двутаврового сечения соответственно в растянутой и сжатой зоне;

D (D) — диаметр кольца или круглого сечения;

a (a) и a' (a') — расстояния от равнодействующих усилий соответственно в арматуре S (A) и S' (A′) до ближайшей грани сечения;

h_0 (h_0) и h'_0 (h'_0) — рабочая высота сечения, равная $h - a$ и $h - a'$;

x (x) и ξ (ξ) — высота сжатой зоны бетона и относительная высота указанной зоны, равная x/h_0;

s_w (u_x) — расстояние между хомутами, измеренное по длине элемента;

s_{inc} (u_0) — расстояние между плоскостями отогнутых стержней, измеренное по нормали к ним;

e_0 (e_0) — эксцентриситет продольной силы N относительно центра тяжести приведенного сечения, равный M/N;

e_{0p} ($e_{o.н}$) — эксцентриситет усилия предварительного обжатия P_0 (N_0) относительно центра тяжести приведенного сечения;

$e_{0,tot}$ ($e_{o.c}$) — эксцентриситет равнодействующей продольной силы N и усилия предварительного обжатия P_0 (N_0) относительно центра тяжести приведенного сечения;

e (e) и e' (e') — расстояние от точки приложения продольной силы N до равнодействующей усилий соответственно в арматуре S (A) и S' (A′);

e_s (e_a) и e_{sp} ($e_{a.н}$) — расстояние соответственно от точки приложения продольной силы N и усилия предварительного обжатия P_0 (N_0) до центра тяжести площади сечения арматуры S (A);

$e_{s,tot}$ ($e_{a.c}$) — эксцентриситет равнодействующей продольной силы N и усилия предварительного обжатия P_0 (N_0) относительно центра тяжести сечения арматуры S (A);

e_a ($e_0^{сл}$) — случайный эксцентриситет;

l (l) — пролет элемента;

l_0 (l_0) — расчетная длина элемента, подвергающегося действию сжимающей продольной силы;

A_s (F_a) и A'_s (F'_a) — площадь сечения ненапрягаемой части арматуры S (A) и S' (A′);

A_{sp} ($F_н$) и A'_{sp} ($F'_н$) — площадь сечения напрягаемой части арматуры S (A) и S' (A′);

A (F_A) и A' (F'_A) — площадь сечения всей арматуры S (A) и S' (A′);

A_w (F_x) — площадь сечения хомутов, расположенных в одной, нормальной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение;

A_{inc} (F_0) — площадь сечения отогнутых стержней, расположенных в одной, наклонной к продольной оси элемента плоскости, пересекающей наклонное сечение;

μ_s (μ) — коэффициент армирования, определяемый как отношение площади сечения арматуры S (A) к площади сечения элемента bh_0 без учета сжатых и растянутых полок;

μ_w (μ_x) и μ_{inc} (μ_0) — коэффициенты армирования, определяемые как отношение площадей сечений поперечной арматуры A_w и A_{inc} к площадям соответственно bs_w (bu_x) и bs_{inc} (bu_0);

A_{bc} ($F_б$) и A_{bt} ($F_{б.р}$) — площадь сечения бетона соответственно сжатой и растянутой зоны;

A_{red} ($F_п$) и A_b (F) — площадь приведенного сечения элемента и площадь бетона в указанном сечении;

$A_{loc,1}$ ($F_{см}$) и $A_{loc,2}$ ($F_р$) — площадь смятия и расчетная площадь бетона при смятии;

S'_{b0} ($S_{б.0}$) и S_{b0} ($S_{б.р}$) — статические моменты площадей сечения соответственно сжатой и растянутой зоны бетона относительно нулевой линии;

S_{s0} ($S_{а.0}$) и S'_{s0} ($S'_{а.0}$) — статические моменты площадей сечений соответственно арматуры S (А) и S' (А′) относительно нулевой линии;

I^*_b ($I_б$) и I_b (I) — моменты инерции сечения бетона относительно центра тяжести указанного сечения и относительно центра тяжести приведенного сечения элемента;

I_{red} ($I_п$) — момент инерции приведенного сечения элемента относительно его центра тяжести;

I_s ($I_а$) — момент инерции площади сечения арматуры относительно центра тяжести сечения элемента;

I_{b0} ($I_{б.0}$) — момент инерции площади сечения сжатой зоны бетона относительно нулевой линии;

I_{s0} ($I_{а\,0}$) и I'_{s0} ($I'_{а.0}$) — моменты инерции площадей сечения соответственно арматуры S (А) и S' (А′) относительно нулевой линии;

W_{red} (W_0) и W_{pl} ($W_т$) — моменты сопротивления приведенного сечения элемента, определяемые соответственно как для упругого материала и с учетом неупругих деформаций растянутого бетона;

a_n ($r_я$) и r ($r_у$) — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, и условное ядровое расстояние;

t (δ) — толщина.

ИНДЕКСЫ ПРИ БУКВЕННЫХ ОБОЗНАЧЕНИЯХ

an — анкеровка (anchoring);

b — балка (beam);
нижний (bottom);
ветвь (branch);
кладка кирпичная (bricklaying);

br — торможение (braking);

c — консоль (console);
конструктивный (constructive);
контур (contour);
коньковый фонарь (clerestory);
кран (crane);
крупность (coarseness);
ползучесть (creep);
покрытие (covering);
сжатие (compressing);
стойка (column);
сочетание (combination);

cb — подкрановая балка (crane beam);

cf — подколонник (column footing);

con — контролируемый (control);

cr — критический (critical);

crc — трещина (crack);

ct — крановая тележка (crane trolley);

d — деталь (detail);
деформации (deformation);
расчетный (design);
вес элемента или конструкции (dead weight);

dis — смещение (displacement);

e — крайний (ende);

ef — эффективный (effective);

el — упругость (elasticity);

inc — наклонная арматура (inclined reinforcement);

j — защемление (jamming);
стык (joint);
связь (joining);
шарнир (joint);

f — заделка (fix);
закрепление (fixing);
заливка (flooding);
полка (flange);
трение (friction);
фактический (factual);
фиктивный (fictitious);
фундамент (fundation);

g — сцепление (grip);
грунт (ground);
ростверк (grillage);
h — гнездо, стакан (housing);
горизонтальный (horisontal);
крюк (hook);
k — шпонка (key);
l — длительный (long);
левый (left);
накладка (lap);
нижняя ступень (lower stage);
петля (loop);
lim — граница, предел, предельный (limit);
loc — местный (local);
m — середина (middle);
среднее значение (mean);
mc — главные сжимающие (mein compressive);
mt — главные растягивающие (mein tensive);
n — ядро (nucleus);
нелинейность (non-linear);
нормативный (normative);
ov — нахлестка, свес (overlap);
p — преднапряжение (prestressing);
pl — пластичность (plastic);
r — железобетон (reinforced concrete);
кольцо (ring);
круг (round);
правый (right);
red — приведенный (reduced);
s — плита (stab);
пространство (space);
распорка (strut);
сталь (steel);
ser — эксплуатация (service);
sh — краткосрочный (short);
сдвиг, срез (shear);
усадка (shrinkage);
sn — снег (snow);
sp — пролет (span);
sr — спиральная арматура (spiral reinforcement);
sup — опора (support);
t — верхний (top);
время (time);
распор (thrust);
растяжение (tension);
tot — суммарный, полный (total);
u — предельный (ultimate);
равномерный (uniform);
v — вертикальный (vertical);
w — ветер (winter);
стена (wall);
web — арматура стенки железобетонной балки (web reinforcement);
z — нулевая линия (zero line).

ТАБЛИЦА СООТНОШЕНИЙ МЕЖДУ НЕКОТОРЫМИ ЕДИНИЦАМИ СИ И ПОДЛЕЖАЩИМИ ИЗЪЯТИЮ ЕДИНИЦАМИ ФИЗИЧЕСКИХ ВЕЛИЧИН

Наименование величины	Основные единицы СИ		Рекомендуемые и допускаемые единицы	Подлежащие изъятию единицы		
	наименование	обозначение		наименование	обозначение	соотношение с единицей СИ
Размер, расстояние, линейное перемещение	метр	м	1 см = 10^{-2} м 1 мм = 10^{-3} м	—	—	—
Площадь	квадратный метр	$м^2$	1 $см^2$ = 10^{-4} $м^2$ 1 $мм^2$ = 10^{-6} $м^2$	—	—	—
Объем	кубический метр	$м^3$	1 $см^3$ = 10^{-6} $м^3$ 1 $мм^3$ = 10^{-9} $м^3$ 1 л = 10^{-3} $м^3$	—	—	—
Статический момент сечения, момент сопротивления сечения	метр в третьей степени	$м^3$	1 $см^3$ = 10^{-6} $м^3$	—	—	—
Момент инерции площади сечения	метр в четвертой степени	$м^4$	1 $см^4$ = 10^{-8} $м^4$	—		—
Кривизна	метр в минус первой степени	$м^{-1}$	1 $см^{-1}$ = 10^2 $м^{-1}$ 1 $мм^{-1}$ = 10^3 $м^{-1}$	—	—	—
Масса	килограмм	кг	1 г = 10^{-3} кг 1 т = 10^3 кг	—	—	—
Плотность массы	килограмм на кубический метр	$кг/м^3$	1 $г/см^3$ = 10^3 $м^3$ 1 $т/м^3$ = 10^3 $м^3$	—	—	—
Грузоподъемность	килограмм	кг	1 т = 10^3 кг	—	—	—
Сила, вес, сосредоточенная нагрузка	ньютон	Н	1 кН = 10^3 Н 1 МН = 10^6 Н	килограмм-сила тонна-сила	кгс тс	1 кгс = 9,80665 Н (точно) 1 тс = 9,80665 кН (точно)

Продолжение таблицы

Наименование величины	Основные единицы СИ		Рекомендуемые и допускаемые единицы	Подлежащие изъятию единицы		
	наименование	обозначение		наименование	обозначение	соотношение с единицей СИ
Распределенная линейная нагрузка	ньютон на метр	Н/м	1 кН/м = 10^3 Н/м 1 МН/м = 10^6 Н/м	килограмм-сила на метр	кгс/м	1 кгс/м = 9,81 Н/м
				тониа-сила на метр	тс/м	1 тс/м = 9,81 кН/м
Распределенная поверхностная нагрузка	паскаль	Па	1 кПа = 10^3 Па 1МПа = 10^6 Па	килограмм-сила на квадратный метр	кгс/м^2	1 кгс/м^2 = 9,81 Па
				тонна-сила на квадратный метр	тс/м^2	1 тс/м^2 = 9,81 кПа
Удельный вес	ньютон на кубический метр	Н/м^3	1 кН/м^3 = 10^3 Н/м^3 1 МН/м^3 = 10^6 Н/м^3	килограмм-сила на кубический метр	кгс/м^3	1 кгс/м^3 = 9,81 Н/м^3
				тониа-сила на кубический метр	тс/м^3	1 тс/м^3 = 9,81 кН/м^3
Момент силы, момент пары сил	ньютон — метр	Н·м	1 кН·м = 10^3 Н·м 1 Н·см = 10^{-2} Н·м	килограмм-сила-метр	кгс·м	1 кгс·м = 9,81 Н·м
				тонна-сила-метр	тс·м	1 тс·м = 9,81 кН·м
Механическое напряжение, модуль упругости, модуль сдвига	паскаль	Па	1 МПа = 10^6 Па	килограмм-сила на квадратный сантиметр	кгс/см^2	1 кгс/см^2 = 0,0981 МПа
Жесткость при сжатии, растяжении, сдвиге	паскаль — квадратный метр	Па·м^2	1 кПа·м^2 = 10^3 Па·м^2	—	—	—
Жесткость при изгибе, кручении	паскаль — метр в четвертой степени	Па·м^4	—	—	—	—
Цилиндрическая жесткость	паскаль — метр в третьей степени	Па·м^3	—	—	—	—

РАЗДЕЛ I. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ И КОНСТРУКЦИЙ

ГЛАВА 1. ОБЩИЕ ДАННЫЕ

Указания по проектированию конструкций

При разработке проектов зданий и сооружений выбор конструктивных решений производят исходя из технико-экономической целесообразности их применения в конкретных условиях строительства с учетом максимального снижения материалоемкости, трудоемкости и стоимости строительства, достигаемых за счет внедрения эффективных строительных материалов (в том числе местных) и конструкций, снижения массы конструкций, наиболее полного использования физико-механических свойств материалов и соблюдения требований по их наиболее экономичному расходованию.

Принятые конструктивные схемы должны обеспечивать необходимую прочность, устойчивость и пространственную неизменяемость зданий и сооружений в целом, а также отдельных конструкций на всех стадиях возведения и эксплуатации.

Элементы сборных конструкций должны отвечать условиям механизированного изготовления на специализированных предприятиях, причем их рекомендуется укрупнять настолько, насколько позволяют грузоподъемность монтажных механизмов, габариты и условия транспортировки и изготовления. Предпочтение отдают предварительно напряженным конструкциям из высокопрочных бетонов и арматуры, а также из легкого и ячеистого бетонов, если их применение не ограничивается специальными требованиями.

Особое внимание в сборных конструкциях должно обращаться на прочность и долговечность соединений. Конструкции узлов и соединений элементов должны обеспечивать надежную передачу усилий, прочность самих элементов в зоне стыка, а также связь дополнительно уложенного бетона в стыке с бетоном конструкции с помощью различных конструктивных и технологических мероприятий.

При проектировании монолитных конструкций следует предусматривать унифицированные размеры, позволяющие применять инвентарную опалубку и укрупненные пространственные арматурные каркасы.

Проектирование зданий и сооружений для сейсмических районов осуществляют с учетом следующих основных положений:

снижение сейсмических нагрузок должно достигаться путем применения рациональных конструктивных схем и облегченных несущих и ограждающих конструкций;

объемно-планировочное решение зданий и сооружений должно удовлетворять условиям равномерного распределения масс и жесткостей;

основные несущие конструкции должны быть, по возможности, монолитными или сборно-монолитными; в сборных конструкциях стыки должны быть надежны и расположены вне зоны действия максимальных усилий;

следует предусматривать мероприятия, облегчающие (или обеспечивающие) возможность развития в узлах и элементах конструкций пластических деформаций, значительно повышающих сопротивление действию кратковременных сил.

Здания и сооружения сложной формы в плане или с резко отличающимися высотами отдельных участков разделяют антисейсмическими швами на отдельные отсеки прямоугольной формы. Размеры зданий (отсеков) с несущим железобетонным каркасом или с несущими монолитными бескаркасными стенами определяются требованиями для несейсмических районов, но не должны быть более 150 м. Антисейсмические швы разделяют смежные отсеки по всей высоте зданий и сооружений и выполняются путем постановки парных стен, рам или их сочетания. Ширина шва определяется расчетом или в зависимости от высоты сооружения. При высоте до 5 м она должна быть не менее 3 см, при высоте 5 м и более увеличивается на 2 см на каждые 5 м высоты.

Мероприятия по обеспечению сейсмостойкости зданий и сооружений принимаются в зависимости от их расчетной сейсмичности с учетом сейсмичности участка строительства и назначения зданий и сооружений.

Унификация конструкций зданий

При проектировании выбирают объемно-планировочные и конструктивные решения, обеспечивающие максимальную унификацию и сокращение числа типоразмеров и марок конструкций.

Для сокращения числа марок конструкции одного типоразмера проектируют с учетом унифицированных расчетных данных.

Современные методы унификации характеризуются применением Единой модульной системы (ЕМС) при назначении размерных градаций планировочных и конструктивных парамет-

ров зданий, определением целесообразного диапазона расчетных нагрузок для типизации конструкций, установлением оптимального сортамента стандартизированных изделий и определенными правилами привязки строительных конструкций к разбивочным осям.

Единая модульная система представляет собой совокупность правил координации размеров объемно-планировочных и конструктивных элементов зданий на базе основного модуля — 100 мм (1М).

Размеры и взаимное расположение объемно-планировочных и конструктивных элементов назначают с учетом основного и производных модулей, соблюдения правил расположения разбивочных осей и привязки к ним конструкций зданий.

Производные модули получают умножением основного модуля на целые или дробные коэффициенты. При проектировании зданий для назначения размеров объемно-планировочных и конструктивных элементов применяются следующие размеры производных модулей:

укрупненные — 6000, 3000, 1500, 1200, 600 и 300 мм, обозначаемые соответственно 60М, 30М, 15М, 12М, 6М и 3М;

дробные — 50, 20 и 10 мм, обозначаемые соответственно $\frac{1}{2}$ М $\frac{1}{5}$ М и $\frac{1}{10}$ М.

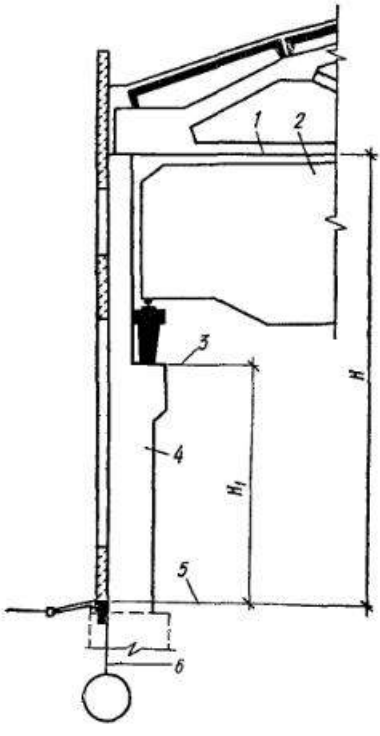


Рис. 1.1. Высота зданий, оборудованных мостовыми кранами:

1 — низ несущих конструкций покрытия; *2* — мостовой кран; *3* — верх крановой консоли; *4* — железобетонная колонна; *5* — уровень пола; *6* — разбивочная ось ряда; Н — высота помещения; H_1 — высота до верха крановой консоли.

Производственные здания

При проектировании производственных зданий необходимо стремиться к наиболее простой (прямоугольной) форме в плане и избегать перепадов высот.

В производственных зданиях стены проектируют из панелей (кирпичная кладка преимущественно в зданиях небольшого размера, в цокольной части зданий с панельными стенами, а также из асбестоцементных листов в местах ворот и отверстий для пропуска инженерных коммуникаций); покрытия и перекрытия — беспрогонными из крупноразмерных панелей; примыкания галерей, эстакад и прочих сооружений к производственным зданиям — консольными без опирания на каркас и ограждающие конструкции здания.

Одноэтажные здания. Эти здания проектируют, как правило, с пролетами одного направления, одинаковой ширины и высоты. В случаях, обоснованных рациональным решением технологических процессов либо требованиями, связанными с осуществлением блокирования цехов, может быть допущено минимальное количество различных унифицированных пролетов. Взаимно перпендикулярные пролеты применяют для отдельных производств только при наличии существенных преимуществ в технологической планировке и в организации производственных процессов.

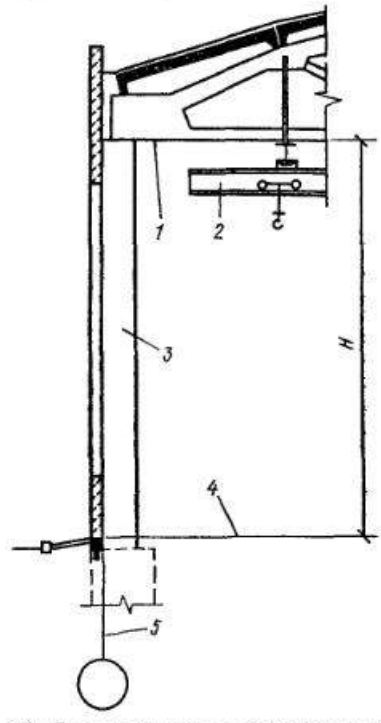


Рис. 1.2. Высота здания с подвесными кранами при внутреннем отводе воды:

1 — низ несущих конструкций перекрытия; *2* — подвесная кран-балка; *3* — железобетонная колонна; *4* — уровень пола; *5* — разбивочная ось ряда; Н — высота помещения.

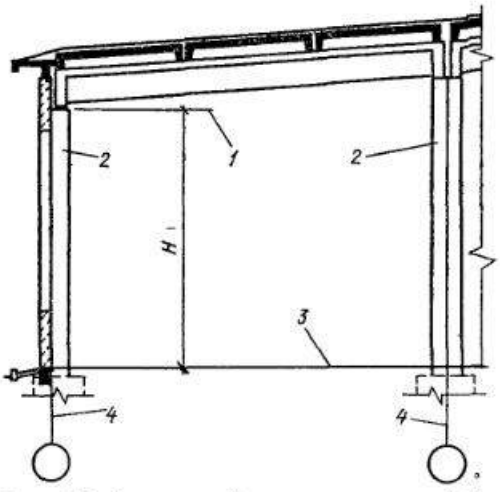


Рис 1.3. Высота крайних пролетов зданий без мостовых кранов при наружном отводе воды

1 — низ несущих конструкций покрытия, *2* — железобетонные колонны, *3* — уровень пола, *4* — разбивочная ось ряда, Н — высота помещения

В многопролетных зданиях, за исключением зданий с кондиционированием воздуха, перепады высот 1,2 м и менее между пролетами одного направления не допускаются Перепады необходимо совмещать с продольными температурными швами При невозможности совмещения допускаются перепады

1,8 м, если при шаге колонн 6 м ширина низкой части здания превышает 60 м, при шаге колонн 12 м и наличии подстропильных конструкций — 90 м,

2,4 м, если при шаге колонн 6 м ширина низкой части здания превышает 36 м, при шаге колонн 12 м и наличии подстропильных конструкций — 60 м

Каркас одноэтажного производственного здания рекомендуется решать в виде рам, состоящих из защемленных в фундаментах колонн и шарнирно связанных с ними ригелей (ферм или балок)

Пролеты и высоты помещений от отметки чистого пола до низа несущих конструкций покрытия (рис 1.1...1.3) принимают в соответствии с табл 1 1 независимо от грузоподъемности кранов, отметку верха крановой консоли для зданий с мостовыми кранами — по табл 1 2

Если требует технология производства, допускается применение бо́льших высот, чем указано в табл 1.1. При этом для зданий пролетом 12 м высоты принимают кратными 1,2 м до высоты 10,8 м и кратными 1,8 м — при бо́льших высотах, пролетом 18 м и более — кратными 1,8 м. При использовании кранов большей грузоподъемности, чем указано в табл 1.2, соответственно габаритам

Таблица 1.1. **Унифицированные пролеты и высоты помещений**

Здания	Пролет, м	Высота помещения, м
Бескрановые и с подвесным подъемно-транспортным оборудованием	⩽ 12	3,6, 4,2; 4,8; 5,4; 6,0
	18	4,8
	18, 24	5,4; 6,0, 7,2, 8,4, 9,6, 10,8; 12,6
С мостовыми кранами	18; 24	8,4, 9,6, 10,8
	18; 24, 30	12,6, 14,4
	24, 30	16,2, 18,0

Таблица 1.2. **Унифицированные отметки верха крановой консоли**

Пролет, м	Высота помещения, м	Грузоподъемность крана, т	Отметка верха крановой консоли, м, при шаге колонн, м	
			6	12
18, 24	8,4	10	5,2	4,6
18; 24	9,6	10, 20	5,8	5,4
18, 24	10,8	10, 20	7,7	6,6
18, 24, 30	12,6	10, 20, 32	8,5	8,1
18, 24, 30	14,4	10, 20, 32	10,3	9,9
24, 30	16,2	30, 50	11,5	11,1
24, 30	18,0	30, 50	13,3	12,9

крана корректируется отметка верха крановой консоли, а высота помещения остается без изменений

Шаг колонн по крайним и средним рядам назначают на основании технико-экономических расчетов с учетом технологических требований, м.

Наружных колонн для зданий пролетом 12 и высотой до 6 м включительно	6
Средних колонн в бескрановых зданиях высотой 8,4 м и более и в зданиях, оборудованных кранами, высотой 12,6 м и более	12
То же, в двухпролетных зданиях высотой до 7,2 м включительно при шаге крайних колонн более 6 м	6

Если шаг колонн более 12,0 м, его принимают кратным 6,0 м

Привязку крайних колонн к продольным разбивочным осям назначают с соблюдением следующих правил (рис 1.4)

в зданиях без мостовых кранов и с мостовыми кранами грузоподъемностью до 30 т включительно при высоте помещения менее 16,2 м наружная грань колонн совмещается с продольной разбивочной осью («нулевая» привязка),

в зданиях с мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т включительно при высоте помещения 16,2 и 18,0 м для шага колонн 12 м наружная грань колонн смещается с

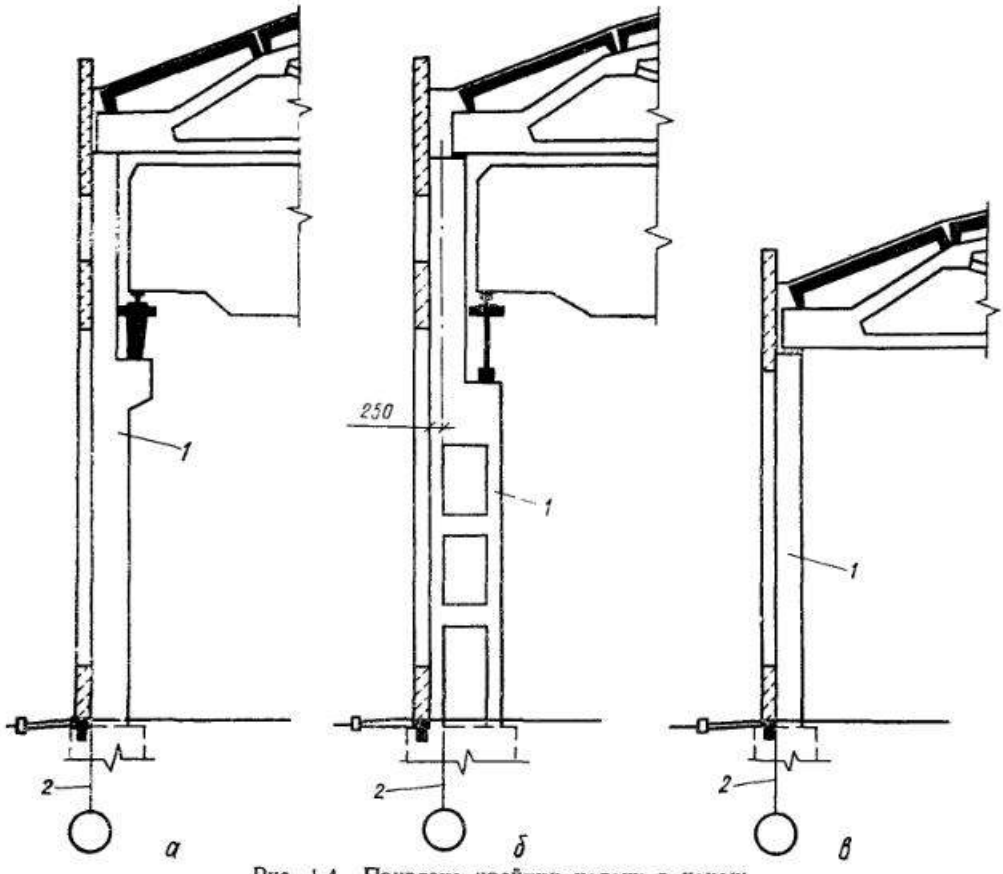


Рис. 1.4. Привязка крайних колонн в цехах:

а, б — оборудованных кранами грузоподъемностью соответственно до 30 т и более 30; *в* — бескрановых; *1* — железобетонная колонна; *2* — разбивочная ось ряда.

продольной разбивочной оси на 250 мм наружу здания. В отдельных случаях при надлежащем обосновании это смещение может быть увеличено до 500 мм.

Колонны средних рядов следует располагать так, чтобы продольные и поперечные разбивочные оси совпадали с осями сечения надкрановой части. Исключение составляют колонны, примыкающие к деформационным швам, и колонны, расположенные в местах перепада высот пролетов одного направления и у торцовых стен. У продольных деформационных швов и в местах перепада высот пролетов одного направления привязку колонн к продольным разбивочным осям выполняют при одинаковом шаге колонн в крайних и средних рядах (т. е. при отсутствии подстропильных конструкций) — в соответствии с правилами для колонн крайних рядов. При решении покрытия с подстропильными конструкциями колонны устанавливают так, чтобы расстояние между продольной разбивочной осью и гранью колонны было 250 мм. У поперечных деформационных швов и у торцов здания геометрические оси колонн (средних и крайних) принимают смещенными с поперечной разбивочной оси внутрь здания на 500 мм, ось деформационного шва или внутреннюю грань торцовой стены — совпадающими с поперечной осью, оси остальных колонн — совпадающими с разбивочной осью (поперечной).

Продольные деформационные швы и перепады высот между пролетами одного направления рекомендуется решать на двух колоннах со вставкой. Шаг колонн в деформационном шве без перепада высот должен быть равен шагу колонн по средним рядам, в месте перепада высот — шагу колонн по крайним рядам. Размеры вставок — 500, 1000 или 1500 мм в зависимости от привязки колонн (рис. 1.5).

Примыкание двух взаимно перпендикулярных пролетов следует решать на двух колоннах со вставкой. Ось колонн продольных пролетов, примыкающих к поперечному, смещается с поперечной разбивочной оси на 500 мм, как у торца здания. Размер вставки в зависимости от привязки колонн поперечного пролета — 500 или 1000 мм (рис. 1.6).

Расстояние оси подкранового рельса от продольной оси в зданиях, оборудованных электрическими мостовыми кранами общего наз-

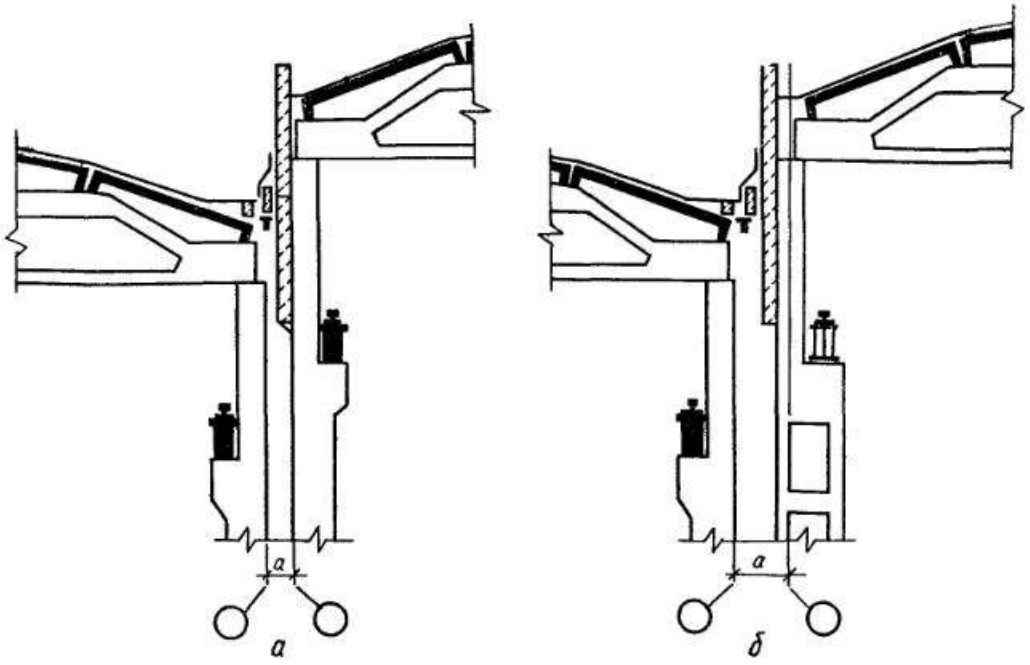


Рис. 1.5. Вставки в местах примыкания параллельных пролетов при наличии перепадов высоты в зданиях, оборудованных кранами грузоподъемностью:
а — до 30 т (при одноветвевых колоннах); *б* — более 30 т (при двухветвевых колоннах)

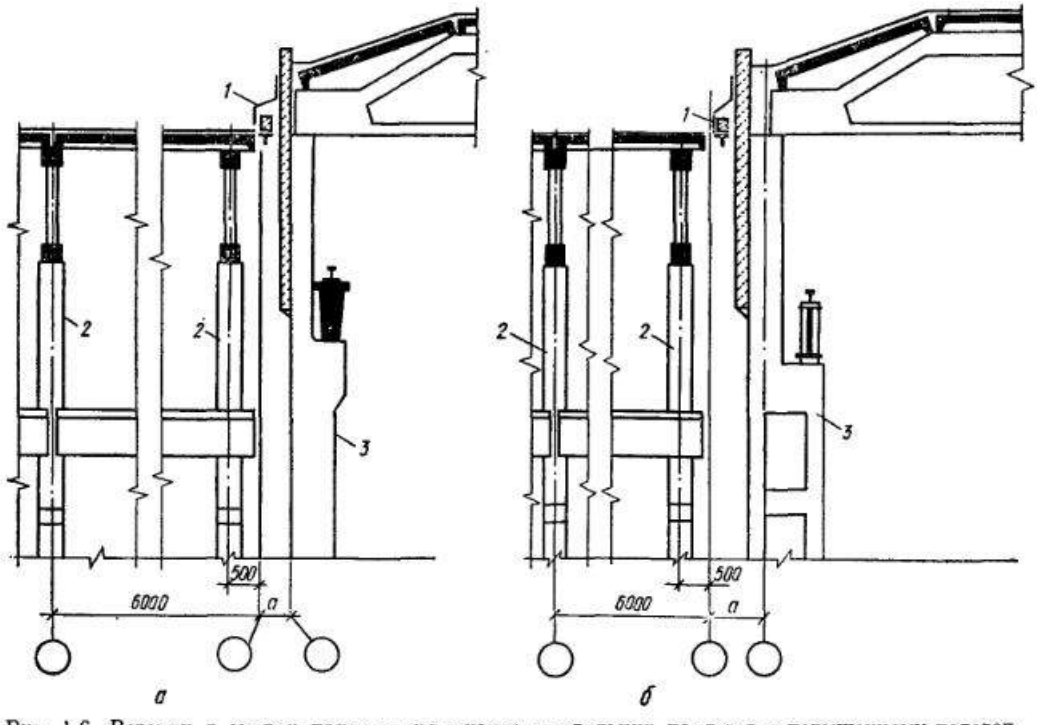


Рис. 1.6. Вставки в местах примыкания низких продольных пролетов к повышенному поперечному при кранах грузоподъемностью:
а — до 30 т (при одноветвевых колоннах); *б* — более 30 т (при двухветвевых колоннах); *1* — деформационный шов; *2* — колонна продольного пролета; *3* — колонна поперечного пролета.

значения грузоподъемностью до 50 т включительно,— 750 мм, кранами грузоподъемностью более 50 т, а также при устройстве проходов вдоль подкрановых путей,— 1000 мм и более (кратное 250 мм).

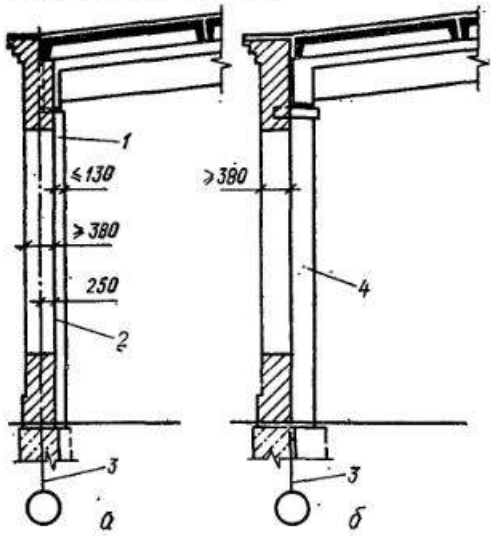


Рис. 1.7. Привязка продольных несущих стен:
а — без пилястр или с пилястрами с выступами до 130 мм; *б* — с пилястрами с выступами более 130 мм; *1* — пилястра с выступом 130 мм; *2* — внутренняя грань стены или пилястры; *3* — разбивочная ось; *4* — несущая стена с пилястрами с выступами более 130 мм

В зданиях с неполным каркасом (т. е. с несущими наружными стенами без колонн по крайним рядам) и в бескаркасных привязку наружных стен к продольным разбивочным осям принимают с соблюдением следующих правил (рис. 1.7):

при опирании плит непосредственно на стены внутренняя грань стены должна быть отнесена от продольной разбивочной оси внутрь здания на 130 мм при кирпичных стенах и на 150 мм при стенах из крупных блоков;

при опирании на стены без пилястр несущих конструкций покрытия (балок) при толщине кирпичных стен 380 мм и более внутренняя грань стены должна быть отнесена от продольной разбивочной оси внутрь здания на 250 мм (при стенах толщиной 400 мм и более из крупных блоков — на 300 мм);

при кирпичных стенах толщиной 380 мм с пилястрами с выступами 130 мм внутренняя грань стены должна быть отнесена от продольной оси внутрь здания на 130 мм; при пилястрах с выступами более 130 мм при любой толщине стен внутренняя грань последних должна совмещаться с продольной разбивочной осью («нулевая» привязка);

привязка торцовых стен при опирании на них плит покрытия такая же, как для продольных стен при опирании на них плит покрытия, в остальных случаях — «нулевая» (рис. 1.8);

геометрические оси внутренних несущих стен должны совмещаться с разбивочными;

при привязке пилястр в продольном направлении следует соблюдать соответствующие правила привязки железобетонных колонн, чтобы сохранить те же условия для расположения несущих элементов покрытия.

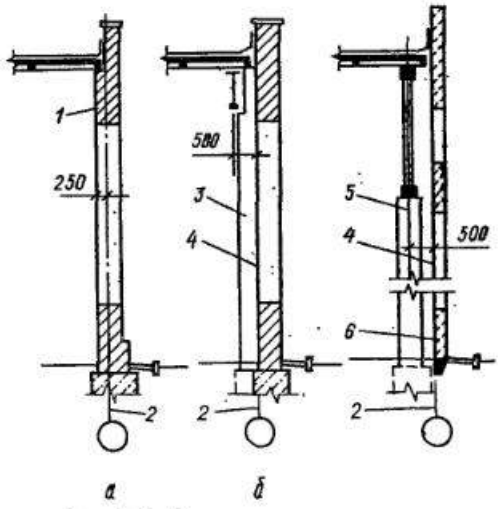


Рис. 1.8. Привязка торцовых стен:
а — несущих без пилястр; *б* — несущих с пилястрами; *в* — самонесущих; *1* — несущая торцовая стена; *2* — поперечная разбивочная ось; *3* — несущая торцовая стена с пилястрами; *4* — нулевая привязка (внутренняя грань стены); *5* — ось торцовых ферм и крайних колонн; *6* — самонесущая торцовая стена.

Многоэтажные здания. Сетки колонн многоэтажных производственных зданий 6 × 6 и 9 × 6 м. Высота этажей, считая от чистого пола до отметки чистого пола следующего этажа, 3,6; 4,8 и 6,0 м. Для первого этажа разрешается высота 7,2 м. Если по требованиям технологии необходима высота этажа более 6,0 м, ее принимают кратной укрупненному модулю по высоте для производственных зданий (1200 мм — 12М).

В одном здании допускается как правило применение не более двух высот этажей (не считая подвала).

Схема каркаса многоэтажных зданий рамная с жесткими узлами. Допускается также смешанная конструктивная схема — рамная в поперечном направлении и связевая в продольном — с передачей в этом направлении ветровых и других горизонтальных нагрузок на связи или пилоны.

Колонны при числе этажей до четырех и нагрузках на перекрытия до 25 кПа должны иметь по всем этажам одинаковое поперечное сечение. При числе этажей более четырех общее количество различных поперечных сечений должно быть не более двух. Как в первом, так и во втором случае исключение могут составлять колонны первого этажа.

Привязка колонн крайних рядов и наружных стен к продольным разбивочным осям рекомендуется «нулевая». Колонны средних рядов располагают так, чтобы продольные разбивочные оси совпадали с осью сечения

колонны. Привязка торцовых стен к поперечным разбивочным осям «нулевая». Геометрические оси торцовых колонн и колонн у деформационных швов рекомендуется смещать с поперечных разбивочных осей на 500 мм так же, как и в одноэтажных зданиях.

Жилые и общественные здания

Для общественных зданий характерно многообразие объемнопланировочных решений, затрудняющее унификацию конструкций в той степени, в какой она проводится в настоящее время при проектировании жилых и производственных зданий. В условиях полносборного домостроения и типизации зданий рекомендуется применять гибкую и свободную планировку общественных зданий, позволяющую без особых затрат видоизменять их и приспосабливать к разнообразным условиям.

Жилые дома, а также близкие к ним по планировочной структуре и одинаковые по высоте этажа общественные здания (жилая часть гостиниц и пансионатов, спальные корпуса школ-интернатов и т. п.) рекомендуется проектировать крупнопанельными, поперечной конструктивной схемы с самонесущими или навесными наружными стенами. Если целесообразны наружные панели из материала достаточной прочности (например керамзитобетона), может быть рекомендована схема с наружными несущими панельными стенами в сочетании с продольной панельной стеной или рядом колонн неполного каркаса.

Для полносборных жилых домов городского типа повышенной этажности, когда панельные конструкции по техническим или экономическим условиям не могут быть применены, целесообразны каркасные конструкции с наружными легкими панельными стенами. Допускается сочетание различных конструктивных схем в одном здании в тех случаях, когда это обусловлено назначением отдельных его частей, техническими или экономическими требованиями, например каркасные конструкции магазинов в первых этажах панельных домов, панельные конструкции верхних этажей в каркасных зданиях повышенной этажности и т. п. Разрезка наружных панельных стен на монтажные элементы: для жилых домов и общественных зданий, имеющих такую же высоту этажа,— преимущественно поэтажная, для общественных зданий — полосовая из горизонтальных и вертикальных панелей (последняя в отдельных случаях может применяться также и в жилых домах). Конструктивные схемы каркасов рекомендуются, как правило, рамные или рамно-связевые из сборных элементов без выступающих в помещение консолей с минимально выступающим из плоскости перекрытия ригелем.

Конструктивные схемы зданий должны обеспечивать самостоятельное последовательное поэтапное выполнение строительных работ: по нулевому циклу, монтажу несущих конструкций и их замоноличиванию, оборудованию и отделке здания при поточных методах их организации.

Сетку разбивочных осей принимают с наименьшим числом различных шагов и пролетов.

Поперечные и продольные шаги в плане жилых и общественных зданий кратны укрупненным модулям:

Шаги размером до 3,6 м	3М	
То же, 7,2 м . . .	6М	и 12М
» 12,0 м . . .	15М	
» 18,0 м . . .	30М	
Без ограничения предела шага	60М	

Предпочтительны шаги, кратные наиболее крупным модулям — 60М и 30М, для жилых домов — также 12М.

Для жилых домов с продольными несущими стенами и близких к ним по планировочной структуре общественных зданий рекомендуются поперечные шаги (пролеты) от 4,8 до 6,0 м — кратные 3М, продольные — 2,4, 2,7, 3,0, 3,3 и 3,6 м. Основной поперечный шаг для других видов общественных зданий с продольными несущими стенами 6,3 (при номинальном расстоянии в чистоте между стенами 6,0 м), 6,0 и 4,8 м, дополнительный — 3,0 м, продольный — 6,0 и 3,0 м.

При продольных стенах из кирпича и блоков и перекрытиях, набираемых из панелей шириной до 1,5 м, для жилых и общественных зданий разрешают любые размеры продольного шага, кратные 3М.

Ширину жилых и общественных зданий с поперечной конструктивной схемой и расстояние между продольными осями принимают кратными 3М; продольные шаги — кратными 30М и 12М: 2,4; 3,0, 3,6, 4,8; и 6,0 м, при необходимости допускаются шаги 2,7 и 3,3 м, при наличии технико-экономических преимуществ — также 5,7; 6,3 и 6,6 м. Продольные и поперечные шаги колонн каркасных жилых и общественных зданий основной — 6 м и дополнительный (для лестничных клеток и примыкающих к ним помещений, коридоров и т. д.) — 3 м. Для жилых домов и больниц допускается также поперечный шаг 4,5 м. Пролеты покрытий залов общественного назначения 9, 12, 15, 18, 24, 30 м.

Унифицированные высоты этажей, м

Подвальные помещения	2,4
Жилые дома, жилая часть гостиниц, здания пионерских лагерей, спальные корпуса санаториев, дома отдыха, школы-интернаты, подвальные этажи	2,7
Здания учебных заведений, административные, лечебно-профилактические, торговые (при площади менее 300 м²), общественного питания, вспомогательные здания административно-бытового назначения промышленных предприятий . .	3,3
Торговые залы площадью	

более 300 м², не разделенные внутренними перегородками, актовые залы площадью 150 м² и более, лаборатории и другие помещения с технологическим оборудованием, требующим увеличения высоты этажа 4,2

Высота залов общественных зданий . . . . 4,8; 5,4; 6,0; 7,2 (кратно 6М); 8,4; 9,6; 10,8 (кратно 12 М); 12,6; 14,4; 16,2; 18,0 (кратно 18М)

При несущих стенах из кирпича допускается принимать также другие высоты залов, кратные 3М.

Привязку стен в зданиях с несущими стенами (продольными или поперечными) выполняют с соблюдением следующих указаний (рис. 1.9):

геометрическая ось внутренних стен совмещается с разбивочной осью; при толщине несущих стен 300 мм и более, особенно при наличии в них вентиляционных каналов, если это целесообразно для применения унифицированных элементов перекрытий, могут применяться двойные модульные разбивочные оси, расположенные так, чтобы обеспечить опирание этих элементов на стены;

внутренняя грань наружных несущих стен располагается на расстоянии *а* от модульной разбивочной оси, как правило, равном или кратном $\frac{1}{2}$ М; в панельных зданиях расстояние *а* принимается равным 100 мм, а при составных торцовых стенах — толщине несущей части торцовой стены; при двойных разбивочных осях во внутренних стенах привязка внутренней грани наружных стен к модульной разбивочной оси должна обеспечивать опирание на стену элементов перекрытий.

В каркасных зданиях колонны средних рядов располагают так, чтобы геометрический центр их сечения совмещался с пересечением модульных разбивочных осей. Исключения допускаются для колонн у деформационных швов, у перепада высот зданий, а также в отдельных случаях, обусловленных унификацией элементов перекрытий в зданиях с различными конструкциями опор.

Колонны крайних рядов по отношению к оси, идущей вдоль крайнего ряда (рис. 1.10), следует располагать таким образом, чтобы привязка внутренней грани колонны *а* была равна половине толщины колонны среднего ряда, либо совмещать наружную грань колонн с модульной разбивочной осью («нулевая привязка); по отношению к осям, перпендикулярным к направлению крайнего ряда,— чтобы геометрическая ось колонн совмещалась с модульной разбивочной осью. Исключения в последнем случае могут быть допущены для колонн у деформационных швов, угловых колонн, а также при двойных разбивочных осях.

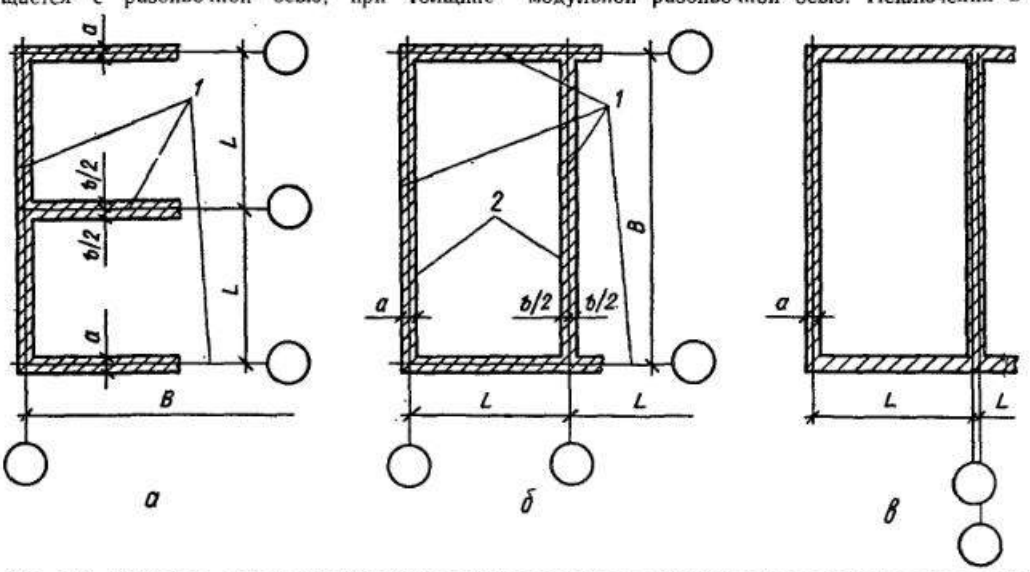


Рис. 1.9. Привязка стен к разбивочным осям в зданиях с несущими стенами при конструктивной схеме:

а — поперечной; *б* — продольной; *в* — с двойными осями в поперечных несущих стенах; *1* — модульные разбивочные оси; *2* — несущие стены.

При размещении парных колонн в местах деформационных швов, перепадов высот и примыканий зданий принимают две разбивочные оси с расстоянием между ними 300 и 600 мм рис. 1.11).

Номинальные размеры конструктивных элементов, непосредственно связанные с объемно-планировочными параметрами зданий, назначают в соответствии с унифицированными объемно-планировочными параметрами (шагом, высотой этажа) с учетом принятого членения конструкций, а также конструктивных интер-

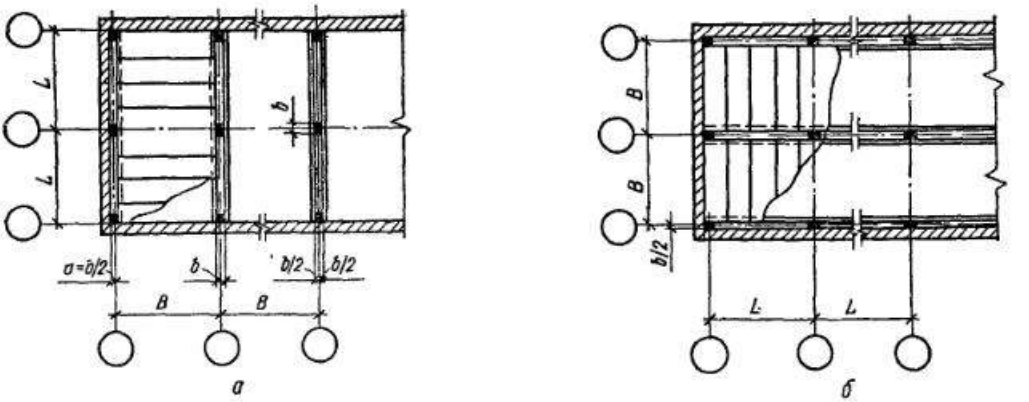


Рис. 1.10. Привязка колоии к разбивочным осям зданий с полным каркасом:
а — поперечным; *б* — продольным

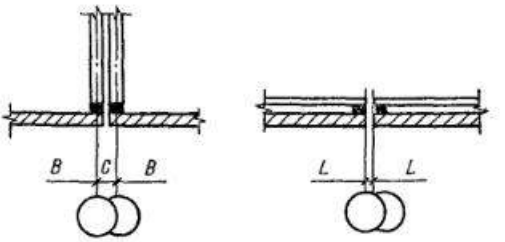
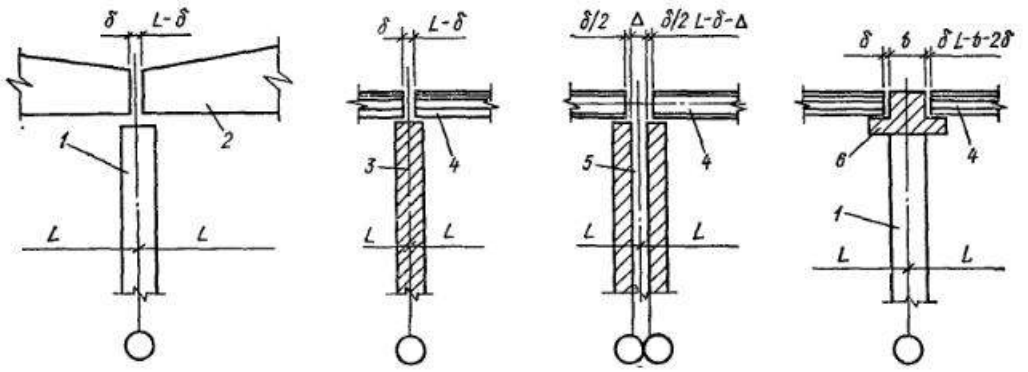


Рис. 1.11. Привязка колони к разбивочным осям в зданиях с полным каркасом в местах деформационных швов.



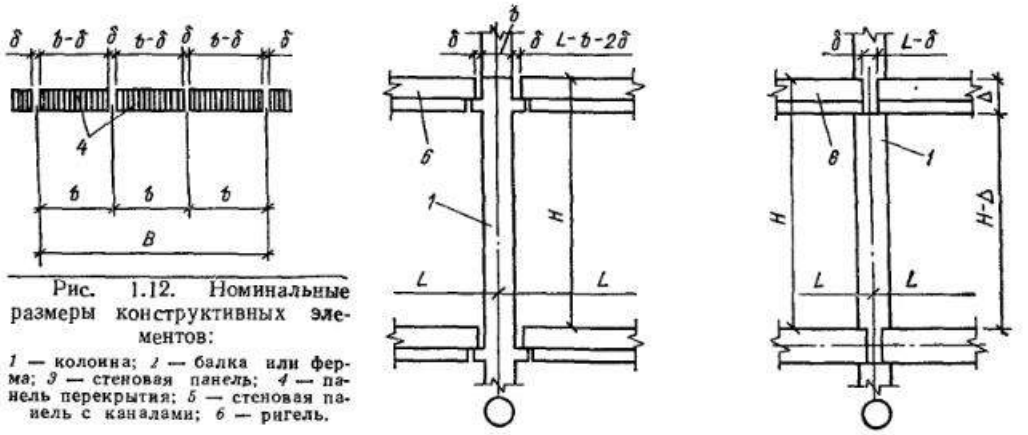


Рис. 1.12. Номинальные размеры конструктивных элементов:
1 — колонна; *2* — балка или ферма; *3* — стеновая панель; *4* — панель перекрытия; *5* — стеновая панель с каналами; *6* — ригель.

валов. Конструктивный интервал равен номинальному размеру разделяющего элемента (ригель, колонна, коммуникационное отверстие и т. п.). Номинальные длины ригелей, прогонов, балок и ферм покрытий, панелей перекрытий и покрытий, панелей наружных стен и других деталей принимаются равными унифицированным размерам поперечных и продольных шагов зданий, а при наличии разделяющих элементов отличаются от них на величину конструктивного интервала. Например, номинальная длина панели перекрытия, опирающейся на полки ригеля, меньше расстояния между разбивочными осями на ширину ригеля (рис. 1.12).

Для конструктивных элементов, размеры которых не связаны непосредственно с определенными унифицированными объемно-планировочными параметрами, номинальные размеры принимают в соответствии с производными модулями и пределами их применения, установленными стандартом СЭВ 1001—78 «Модульная координация размеров в строительстве. Основные положения». К таким размерам относятся размеры сечения колонн и балок, толщины плит перекрытий, стен, перегородок и другие, получаемые в результате статических расчетов или обусловленные теплотехническими и акустическими требованиями.

Номинальную ширину основных панелей перекрытий и покрытий выбирают в интервалах 1,2...1,5; 2,4...3,6; 4,2...6,0 м и кратной 3М. Конструктивные (рабочие) размеры изделий принимают равными соответствующим номинальным размерам за вычетом нормированного зазора.

Унифицированные нагрузки

Типовые железобетонные конструкции для сборных покрытий и перекрытий производственных, жилых и общественных зданий и сооружений разрабатывают на основе унифицированных нагрузок, представляющих собой ряды величин, близких к системе предпочтительных чисел по ГОСТ 8032—56* и уточненных по статистическим данным о применяемых при проектировании нагрузках на плиты и панели покрытий и перекрытий, на ригели и прогоны перекрытий, на фермы и балки покрытий в зданиях и сооружениях различного назначения. Для плит, панелей, ригелей и прогонов установлены следующие виды унифицированных нагрузок:

вертикальные равномерно-распределенные расчетные (без учета веса рассчитываемой конструкции);

нормативные, соответствующие расчетным; часть нормативной нагрузки, учитываемая при расчете конструкции, длительно действующая;

часть расчетной и нормативной нагрузок, учитываемая при расчете конструкции как временная.

Унифицированные нагрузки для плит и панелей покрытий и перекрытий приведены в табл. 1.3, для ригелей каркасных конструкций и прогонов междуэтажных перекрытий — в табл. 1.4.

При наличии местных нагрузок на ребристые панели перекрытий, их плиты и поперечные ребра в необходимых случаях разрешается рассчитывать на нагрузки (из числа унифицированных), превышающие основную унифицированную нагрузку на панель.

Таблица 1.3. **Унифицированные нагрузки для плит и панелей перекрытий и покрытий**

Вид нагрузки	Нагрузка, кПа												
Расчетная	2	3	4,5	6	8	10	12,5	16	21	27	33	41	51
Нормативная	1,7	2,4	3,6	5	6,7	8,5	10,5	13,5	17,5	22,5	27,5	34,5	42,5
Длительно действующая часть нормативной	1,2	1,5	2,1	3,5	5,2	7,0	9	12	16	21	26	33	41
То же, для покрытий с легким утеплителем	1,2	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	1,5	—	—	—	—	—	—
Часть нагрузки, учитываемая как временная:													
расчетная	1	1,4	2,8	3,9	6	8,4	10,8	14,4	18	24	30	38,4	48
нормативная	0,7	1	2	3	5	7	9	12	15	20	25	32	40

Таблица 1.4. **Унифицированные нагрузки для ригелей каркасных конструкций и прогонов междуэтажных перекрытий**

Вид нагрузки	Нагрузка, кПа														
Расчетная	7,5	10	15	21	30	40	52	72	90	110	145	180	215	265	320
Нормативная	6	8,5	12,5	17,5	25	34	44	62	78	93	123	153	183	225	273

Продолжение табл. 1.4

Вид нагрузки	Нагрузка, кПа														
Длительно действующая часть нормативной	4,5	6,3	10,3	13	20,5	29,5	35	53	66	81	111	141	171	213	261
Часть нагрузки, учитываемая как временная:															
расчетная	3,8	3,8	3,8	7,6	11	16	23	36	54	72	108	144	180	230	288
нормативная	2,7	2,7	2,7	5,4	8,5	12	18	30	45	60	90	120	150	192	240

Для ферм и балок плоских и скатных покрытий производственных и общественных зданий и сооружений установлены следующие унифицированные эквивалентные расчетные нагрузки (без учета веса ферм и балок), кН/м: 15, 18, 21, 24, 27, 33, 39, 51, 57, 66, 78, 90, 102 и 114.

Деформационные швы

Бетонные и железобетонные конструкции представляют собой в большинстве случаев статически неопределимые системы и поэтому в них от изменения температуры, усадки бетона, а также от неравномерной осадки фундаментов возникают дополнительные усилия, которые могут приводить к появлению трещин или расстройству частей конструкций.

В целях уменьшения усилий от температуры и усадки бетонные и железобетонные конструкции разделяют по длине и ширине на отдельные части (блоки) температурно-усадочными швами. Расстояния между температурно-усадочными швами в бетонных и железобетонных конструкциях зданий и сооружений устанавливают расчетом [см. формулу (6.298)].

Если расстояние между температурно-усадочными швами не превышает значений, приведенных в табл. 1.5, при расчетных зимних температурах наружного воздуха выше минус 40 °С для конструкций, к трещиностойкости которых предъявляют требования 3-й категории, расчет на температурные и усадочные воздействия можно не производить.

Расстояния между температурными и усадочными швами в бетонных фундаментах и стенах подвалов допускается принимать в соответствии с расстояниями между швами, принятыми для вышележащих конструкций.

В статически неопределимых системах для снижения температурных усилий рекомендуется членение их на период строительства временными швами с последующим их замоноличиванием.

Температурно-усадочные швы в каркасах устраивают посредством установки двойных колонн с доведением шва до верха фундамента, в виде двусторонних консолей без вкладышей (рис. 1.13). В сплошных бетонных и железобетонных конструкциях температурно-усадочные швы следует осуществлять сквозными, разрезая конструкцию до подошвы фундамента. Ширина температурно-усадочных швов обычно 2...3 см, она уточняется расчетом в зависимости от длины температурного блока и температурного перепада.

Осадочные швы устраивают между частями зданий, основанными на различных по качеству грунтах или сильно отличающимися по высоте. Такие швы проводят и через фундаменты.

Таблица 1.5. **Наибольшие расстояния между температурно-усадочными швами в бетонных и железобетонных конструкциях, м**

Конструкции	Условия эксплуатации	
	внутри отапливаемых зданий или в грунте	на открытом воздухе или в неотапливаемых зданиях
1. Бетонные:		
а) сборные	40	30
б) монолитные при конструктивном армировании	30	20
в) монолитные без конструктивного армирования	20	10
2. Железобетонные с ненапрягаемой арматурой или предварительно напряженные, удовлетворяющие требованиям 3-й категории к их трещиностойкости:		
а) сборно-каркасные, в том числе смешанные (с металлическими или деревянными покрытиями)	60	40
б) сборные сплошные	50	30
в) монолитные и сборно-монолитные каркасные	50	30
г) монолитные и сборно-монолитные сплошные	40	25

Примечания: 1. Для железобетонных конструкций одноэтажных зданий соответствующие расстояния между температурно-усадочными швами, указанные в настоящей таблице, увеличиваются на 20 %.

2. Величины, приведенные в таблице, относятся к каркасным зданиям при отсутствии связей либо при расположении связей в середине деформационного блока.

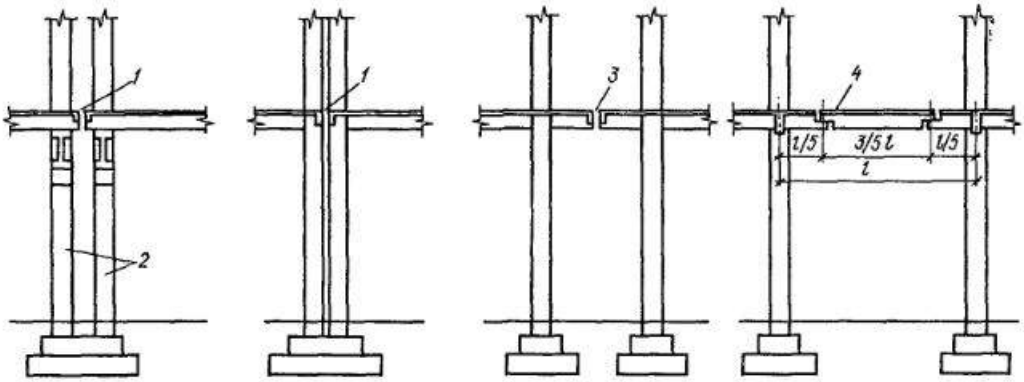


Рис. 1.13. Деформационные швы:

1 — температурный шов; *2* — парные колонны; *3* — осадочный шов; *4* — вкладной пролет осадочного шва

Рациональное конструктивное решение осадочного шва достигается устройством встречных консолей балок и соответствующей раздвижкой парных колонн, опирающихся на независимые фундаменты (рис 1.13). Возможно устройство в промежутке между двумя частями зданий вкладного пролета из плит и балок (рис. 1.13). В этих условиях разность осадок фундаментов не вызывает усилий или повреждений частей здания

Осадочный шов служит одновременно и температурно-усадочным швом здания.

Материалы для бетонных и железобетонных конструкций

Бетон

Классификация и область применения. Бетоны классифицируют по основному назначению, виду применяемых для их изготовления вяжущих, виду заполнителей и по структуре (табл. 1.6). Кроме приведенной классификации, бетоны подразделяют по условиям твердения на естественного твердения, подвергнутые тепловой обработке при атмосферном давлении и подвергнутые автоклавной обработке.

Наименования бетонов определенных видов должны включать, как правило, все классифицирующие признаки. Признаки, не являющиеся определяющими для бетона данного вида, в его наименование допускается не включать.

При необходимости уточнения характеристик бетонов в их наименованиях могут указываться конкретные виды вяжущих, заполнителей или условия твердения.

Для бетонов, характеризуемых наиболее часто применяемыми сочетаниями признаков, приняты следующие наименования: тяжелый, легкий, ячеистый, силикатный (плотный и ячеистый).

В последнее время получает распространение мелкозернистый бетон плотной структуры (на цементном вяжущем и мелком плотном заполнителе — песке) при любых условиях твердения. Группы бетона в зависимости от модуля крупности песка и условий твердения указаны в табл. 1.7.

В современных Нормах термины «легкий бетон» и «поризованный» используют соответственно для обозначения легкого бетона плотной структуры и легкого поризованной структуры на пористых заполнителях (со степенью поризации свыше 6 %).

Рекомендуемые области применения легкого бетона плотной структуры приведены в табл 1.8, поризованного и крупнопористого — в табл. 1.9, основные виды ячеистого бетона и рекомендуемые области применения его — соответственно в табл. 1.10 и 1.11.

Автоклавный ячеистый бетон как правило применяют в ограждающих конструкциях II и III степени долговечности, безавтоклавный — III степени долговечности (степень долговечности устанавливают в соответствии со СНиП II-22-81).

В помещениях с влажным и мокрым термовлажностным режимом допускается применять конструкции из ячеистого бетона только трех видов: пенобетона, газобетона, газокукермита.

При проектировании бетонных и железобетонных конструкций в зависимости от их назначения и условий работы устанавливают показатели качества бетона, именуемые классами и марками.

Классы бетона назначают по прочности на осевое сжатие и по прочности на осевое растяжение, марки — по морозостойкости, по водонепроницаемости и по плотности.

Класс бетона по прочности на сжатие *B* определяется гарантированным сопротивлением сжатию, МПа, эталонного образца куба, испытанного согласно требованиям государственных стандартов, с обеспеченностью 0,95. Класс бетона по прочности на сжатие является основной характеристикой бетона и должен указываться в проектах во всех случаях. До самого последнего времени в качестве такой характеристики использовали марку по прочности на сжатие, которую также определяли сопротивлением сжатию эталонного образца. Разница между классом и маркой состоит в

Таблица 1.6. **Классификация применяемых в строительстве бетонов по основным признакам**

Признак классификации	Классификация	Область применения
1. По основному назначению	а) Конструкционные	В несущих и ограждающих строительных конструкциях зданий и сооружений, к которым предъявляют требования, характеризующие их механические, а в необходимых случаях и другие свойства, включая стойкость против климатических и других воздействий внешней среды
	б) Специальные (жаростойкие, химически стойкие, декоративные, радиационно-защитные, теплоизоляционные и др.)	В несущих и ограждающих конструкциях, к которым предъявляют специальные требования в соответствии с условиями эксплуатации (восприятие воздействий температуры выше 200 °С, восприятие воздействий агрессивных сред; защита от воздействий радиационных излучений и т. д.)
2. По виду вяжущего	а) На основе цементных вяжущих	Во всех случаях, если этому не противоречат требования поз. 2д
	б) То же известковых »	Только для сборных бетонных и железобетонных элементов заводского изготовления
	в) » шлаковых »	Только для бетонных изделий и конструкций
	г) » гипсовых »	Для внутренних ограждающих конструкций
	д) » специальных » (органических или неорганических)	При наличии особых требований (например, жаростойкости, химической стойкости, расширения бетона и т. п.)
3. По виду заполнителей	а) На плотных заполнителях	Для тяжелого бетона
	б) На пористых »	Для легкого »
	в) На специальных »	Для бетона, удовлетворяющего специальные требования биологической защиты от излучений, жаростойкости, химической стойкости и т. п.
4. По структуре	а) Плотной структуры. Бетон, у которого все пространство между зернами крупного и мелкого или только мелкого заполнителя заполнено затвердевшим вяжущим и порами вовлеченного воздуха, в том числе образующимися за счет применения добавок, регулирующих пористость бетонной смеси и бетона	В несущих и ограждающих конструкциях, к которым предъявляют требования по водонепроницаемости, морозостойкости и т. п.
	б) Поризованной структуры. Бетон, у которого все пространство между зернами крупного заполнителя заполнено затвердевшим вяжущим, поризованными пенообразующими или газообразующими добавками	Только для ограждающих конструкций
	в) Ячеистой структуры. Бетон, состоящий из затвердевшей смеси вяжущего и кремнеземистого компонента и искусственных равномерно распределенных пор в виде ячеек, образованных газо- или пенообразователями	Преимущественно для ограждающих конструкций, а также для теплоизоляции
	г) Крупнопористой структуры. Бетон, у которого пространство между зернами крупного заполнителя не полностью заполнено мелкими заполнителями и затвердевшим вяжущим	Только для бетонных конструкций, воспринимающих сжимающие усилия (блочных и монолитных стен и др.)

Таблица 1.7. **Группы мелкозернистого бетона**

Модуль крупности песка M_c	Условия твердения бетона	Группа бетона
$\geqslant 2{,}1$	Естественное или термовлажностная обработка при атмосферном давлении	А
$1{,}0 \leqslant M_c < 2{,}1$	То же	Б
$\geqslant 1{,}0$	Автоклавная обработка	В

Таблица 1.8. **Области применения легкого бетона плотной структуры**

Вид бетона	Область применения
1. Керамзитобетон; на трепельном гравии; на зольном гравии; аглопоритобетон; шлакопемзобетон; на вулканической пемзе, туфе, шлаке и пористых известняках	Все бетонные, а также обычные и предварительно напряженные железобетонные конструкции, за исключением подкрановых балок и специальных конструкций (напорные трубы, резервуары и т. п.)
2. Шунгизитобетон; перлитобетон	Преимущественно однослойные панели стен, плоские и ребристые; сплошные и пустотелые плиты покрытий и перекрытий с обычной и предварительно напряженной арматурой
3. Керамзитоперлитобетон; аглопоритоперлитобетон и т. п.	То же, кроме плит перекрытий для общественных и производственных зданий

Примечание. Наименование видов бетона принято по наименованию заполнителя: поз. 1 и 2 — крупного, поз. 3 — крупного и мелкого.

обеспеченности принятой величины сопротивления: для марки эта обеспеченность составляла 0,5 (т. е. принималась непосредственно среднестатистическая величина). Переход от марки бетона к его классу осуществляется путем замены кгс/см² на МПа и умножением марки на коэффициент $(1-1{,}64v)$, где v — коэффициент вариации прочности бетона.

Класс бетона по прочности на растяжение B_t определяется гарантированным сопротивлением осевому растяжению, МПа, контрольных образцов, испытываемых согласно требованиям государственных стандартов, с обеспеченностью 0,95. Класс бетона по прочности на растяжение должен назначаться в тех случаях, когда эта характеристика имеет главенствующее значение и контролируется на производстве.

Марка бетона по морозостойкости F определяется количеством циклов попеременного замораживания и оттаивания в увлажненном состоянии, которое выдерживают контрольные образцы, изготовленные и испытанные согласно требованиям действующих государственных стандартов; должна назначаться для конструкций, подвергающихся воздействию отрицательных температур.

Марка бетона по водонепроницаемости W определяется максимальным давлением воды, при котором не наблюдается ее просачивания через контрольные образцы, изготовленные и испытанные согласно требованиям действующих государственных стандартов; должна назначаться для конструкций, к которым предъявляются требования водонепроницаемости, или для конструкций, к бетону которых предъявляются требования по плотности.

Марка бетона по средней плотности D определяется фактическим значением показателя массы в единице объема образцов, изготовленных и испытанных согласно требованиям действующих государственных стандартов; назначается в случаях, когда к бетону кроме конструктивных предъявляются требования теплоизоляции.

Марка бетона по самонапряжению S_p представляет значение предварительного напряжения в бетоне (МПа), создаваемого в результате его расширения при наличии продольной арматуры в количестве 1 %; назначается в случаях, когда эта характеристика главенствующая и контролируется на производстве.

Определение понятий «класс бетона» и «марка бетона» содержится в ГОСТ 25192—82

Таблица 1.9. **Области применения поризованного и крупнопористого бетонов**

Вид бетона	Область применения
1. Керамзитопенобетон, аглопоритопенобетон и т. п. керамзитогазобетон, аглопоритогазобетон и т. п.	Бетонные крупные блоки, железобетонные панели наружных стен жилых и общественных зданий с ненапрягаемой арматурой
2. Керамзитобетон, аглопоритобетон и другие на пористом песке с воздухововлекающими добавками	
3. Крупнопористый керамзитобетон, аглопоритобетон и т. п.	Бетонные крупные блоки и монолитные наружные стены жилых зданий, а также теплоизоляционный слой слоистых конструкций

Примечание. Наименование видов бетона принято по наименованию: поз. 1 и 2 — крупного заполнителя и способа поризации; поз. 3 — крупного заполнителя.

Таблица 1.10. **Виды ячеистого бетона**

№ п.п	Вид бетона	Основное вяжущее	Кремнеземистый компонент	Вид порообразователя
	А. Автоклавный на цементном или смешанном вяжущем			
1	Газобетон	Цемент	Песок кварцевый	Газообразователь
2	Пенобетон	»	То же	Пенообразователь
	Б. Автоклавный ячеистый бетон на известковом вяжущем, а также безавтоклавный			
3	Газокукермит	Сланцевая пылевидная зола	Песок кварцевый	Газообразователь
4	Газошлакобетон	Молотый шлак	То же	То же
5	Пеношлакобетон	То же	»	Пенообразователь
6	Пеносиликат	Известь	»	То же
7	Газосиликат	»	»	Газообразователь
8	Газосиликальцит	»	»	То же
9	Пеносиликальцит	»	»	Пенообразователь
10	Газошлакосиликат	Известь, молотый шлак	То же	Газообразователь
11	Пенозолобетон	Цемент	Зола	Пенообразователь
12	Газозолобетон	»	»	Газообразователь
13	Пенозолосиликат	Известь	»	Пенообразователь
14	Газозолосиликат	»	»	Газообразователь
15	Пеношлакозолобетон	Молотый шлак	»	Пенообразователь
16	Газошлакозолобетон	То же	»	Газообразователь
17	Газозолобетон с керамзитом	Цемент	Зола, немолотый керамзит	То же
18	Газозолосиликат с аглопоритом	Известь	Зола, немолотый аглопорит	Газообразователь
19	Газозолосиликат с керамзитом	»	Зола, немолотый керамзит	То же
20	Газозолобетон	Цемент	Зола	»
21	Пенозолобетон	»	»	Пенообразователь
22	Газозолошлакобетон	Цемент, молотый шлак	Зола, немолотый шлак	Газообразователь

Примечания 1. В смешанном вяжущем за основное принимают вяжущее, содержание которого составляет более 50 % общего расхода вяжущего

2. Расход крупного немолотого пористого заполнителя на 1 м³ бетона принимают менее 0,8 м³. При расходе 0,8 м³ и более бетон относят к поризованным

3. Разновидности ячеистого бетона на газообразователе могут быть изготовлены как по обычной, так и по вибрационной технологии

4. *Способ тепловлажностной обработки бетона (поз 20...22) — электропрогрев или пропаривание.*

Бетоны. Классификация и общие технические требования.

Предусматриваются следующие классы и марки бетона

По прочности на осевое сжатие:

тяжелый (обычный) — *B*3,5, *B*5, *B*7,5, *B*10, *B*12,5, *B*15, *B*20, *B*22,5, *B*25, *B*30, *B*35, *B*40, *B*45, *B*50, *B*55, *B*60;

мелкозернистый

группы А — *B*7,5, *B*10, *B*12,5, *B*15, *B*20, *B*22,5, *B*25, *B*30, *B*35, *B*40;

группы Б — *B*7,5, *B*10, *B*12,5, *B*15, *B*20, *B*22,5, *B*25, *B*30;

группы В — *B*15, *B*20, *B*22,5, *B*25, *B*30, *B*35, *B*40, *B*45, *B*50, *B*55, *B*60;

легкий плотной структуры — *B*2,5, *B*3,5, *B*5, *B*7,5, *B*10, *B*12,5, *B*15, *B*20, *B*22,5, *B*25, *B*30, *B*35, *B*40;

поризованный — *B*2,5; *B*3,5, *B*5, *B*7,5;

крупнопористый — *B*1, *B*1,5, *B*2, *B*2,5, *B*3,5, *B*5, *B*7,5;

ячеистый — *B*1, *B*1,5, *B*2, *B*2,5, *B*3,5, *B*5, *B*7,5, *B*10, *B*12,5, *B*15;

по прочности на осевое растяжение:

тяжелый (обычный), мелкозернистый и легкий — B_t0,8, B_t1,2, B_t1,6, B_t2,0, B_t2,4, B_t2,8, B_t3,2;

для других видов бетонов классы по прочности на осевое растяжение не нормируются.

По морозостойкости:

тяжелый (обычный) и мелкозернистый — *F*50, *F*75, *F*100, *F*150, *F*200, *F*300, *F*400, *F*500;

легкий — *F*25, *F*35, *F*50 *F*75, *F*100, *F*150, *F*200, *F*300, *F*400, *F*500;

ячеистый, поризованный и крупнопористый — *F*15, *F*25, *F*35, *F*50, *F*75, *F*100.

По водонепроницаемости:

тяжелый (обычный), мелкозернистый и легкий — *W*2, *W*4, *W*6, *W*8, *W*10, *W*12; для других видов бетонов марки по водонепроницаемости не нормируются.

По средней плотности (объемной массе):

тяжелый (обычный) — *D*2300, *D*2400, *D*2500;

мелкозернистый — *D*1800, *D*1900, *D*2000, *D*2100, *D*2200, *D*2300, *D*2400;

легкий — *D*800, *D*900, *D*1000, *D*1100, *D*1200, *D*1300, *D*1400, *D*1500, *D*1600, *D*1700, *D*1800, *D*1900, *D*2000, *D*2100, *D*2200;

Таблица 1.11. **Области применения ячеистого бетона**

Группа бетона	Область применения
А	Одно- и двухслойные панели наружных несущих стен зданий высотой до пяти этажей; панели внутренних несущих стен зданий высотой до девяти этажей; панели наружных самонесущих стен в зданиях высотой до девяти этажей включительно; заполнение каркасов, ненесущие (навесные) стены для зданий любой этажности; одно- и двухслойные плиты покрытий и перекрытий
Б (автоклавный)	Одно- и двухслойные панели наружных несущих стен зданий высотой до трех этажей; панели внутренних несущих стен зданий высотой до трех этажей; панели наружных самонесущих стен в зданиях высотой до девяти этажей включительно; заполнение каркасов, несущие (самонесущие) стены для зданий любой этажности; одно- и двухслойные плиты покрытий и перекрытий
В (безавтоклавный золобетон)	Самонесущие и ненесущие (навесные) стены

Примечание. Применение ячеистого бетона в конструкциях внутренних стен и междуэтажных перекрытий допускается только при соответствующем технико-экономическом обосновании.

ячеистый — $D500$, $D600$, $D700$, $D800$, $D900$, $D1000$, $D1100$, $D1200$;

поризованный — $D800$, $D900$, $D1000$, $D1100$, $D1200$, $D1300$, $D1400$.

По самонапряжению:

бетон на напрягающем цементе — $S_p0{,}6$, $S_p0{,}8$, S_p1, $S_p1{,}2$, $S_p1{,}5$, S_p2, S_p3, S_p4.

Введение классов $B50$, $B55$ и $B60$ для тяжелого (обычного) и мелкозернистого бетонов (группа В) и $B35$, $B40$ — для легкого открывает возможность значительного уменьшения поперечных сечений элементов тяжелонагруженных конструкций. Рост стоимости значительно отстает от роста прочности, поэтому во многих случаях повышение класса бетона оказывается целесообразным.

При разработке СНиП, в соответствии с решением Международной организации по стандартизации (ИСО) в качестве эталонного образца для испытания бетона принят куб с ребром 150 мм, что отражено в ГОСТ 10180—78. Именно к этому эталону относят теперь класс бетона по прочности на сжатие.

Срок твердения (возраст) бетона, отвечающий его классу по прочности на сжатие, принимается как правило 28 суток. Если известны сроки фактического загружения конструкций, способы их возведения, условия твердения бетона и сорт цемента, допускается устанавливать класс бетона в большем или меньшем возрасте; при этом для монолитных массивных бетонных и железобетонных конструкций всегда должен учитываться возможный реальный срок их загружения проектными нагрузками.

Отпускная прочность бетона в элементах сборных конструкций устанавливается государственными стандартами на сборные изделия.

Для железобетонных элементов и конструкций не допускается применение тяжелого (обычного) и мелкозернистого бетонов класса по прочности на сжатие ниже $B7{,}5$ и легкого класса по прочности на сжатие ниже $B3{,}5$ для однослойных конструкций и ниже $B2{,}5$ для двухслойных.

Для железобетонных элементов и конструкций из тяжелого (обычного) и легкого бетонов, рассчитываемых на воздействие многократно повторяющейся нагрузки, а также для железобетонных сжатых стержневых элементов из тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов рекомендуется принимать класс бетона по прочности на сжатие не ниже $B15$, для сильно нагруженных сжатых стержневых элементов из указанных бетонов (например, для колонн, воспринимающих значительные крановые нагрузки, колонн нижних этажей производственных зданий) — не ниже $B25$.

Для обеспечения надежной анкеровки напрягаемой арматуры предварительно напряженных элементов из тяжелого (обычного), мелкозернистого и легкого бетонов класс бетона, в котором расположена напрягаемая арматура, должен приниматься (в зависимости от вида и класса напрягаемой арматуры, ее диаметра и наличия анкерных устройств) не ниже указанного в табл. 1.12.

Передаточная прочность бетона R_{bp} (прочность бетона к моменту его обжатия, определяемая в соответствии с государственными стандартами) назначается не ниже 80 % от класса, указанного в табл. 1.12; при этом фактическое значение R_{bp} с учетом требований статистического контроля на производстве должна составлять не менее 11 МПа, а при стержневой арматуре классов A-VI, Ат-VI, арматурных канатах и проволочной арматуре без высаженных головок — не менее 15,5 МПа. Если класс бетона выше указанного в табл. 1.12 минимального значения, то передаточная прочность, кроме того, должна составлять не менее 50 % принятого класса.

В конструкциях, рассчитываемых на воздействие многократно повторяющейся нагрузки, анкеровка арматуры должна быть особенно надежна. Поэтому для таких конструкций минимальные значения класса, приведенные в табл. 1.12, при проволочной напрягаемой арматуре и стержневой напрягаемой классов А-IV и Ат-IV, Ат-IVC и Ат-IVK всех диаметров, а также классов А-V и Ат-V диаметром 10...18 мм увеличивают на одну ступень (5 МПа) с соответствующим повышением передаточной прочности бетона.

При проектировании отдельных видов конструкций допускается устанавливать снижение минимального класса бетона на одну ступень (5 МПа) против приведенного в табл. 1.12 с соответствующим снижением передаточной прочности бетона.

Для железобетонных конструкций, подвергающихся воздействию многократно повторяющейся нагрузки, а также предварительно напряженных пролетом более 12 м при армировании проволочной арматурой классов В-II, Вр-II, К-7 и К-19 мелкозернистый бетон не применяют.

Класс мелкозернистого бетона по прочности на сжатие, применяемого для защиты от коррозии и обеспечения сцепления с бетоном напрягаемой арматуры, расположенной в пазах и на поверхности конструкции, должен быть не ниже *В*12,5, а для инъекции каналов — не ниже *В*25

Для замоноличивания стыков элементов сборных железобетонных конструкций класс бетона по прочности на сжатие устанавливают в зависимости от условий работы соединяемых элементов, но принимают не ниже *В*7,5.

В конструкциях, изготавливаемых из сборных предварительно напряженных элементов и монолитного (дополнительно уложенного) бетона, для замоноличивания стыков сборных элементов класс бетона по прочности на сжатие должен быть не ниже класса стыкуемых элементов (если указанные элементы хотя бы частично попадают в сжатую зону конструкции) и не ниже класса монолитного бетона, укладываемого по сборным элементам (во всех прочих случаях).

Марки бетона по морозостойкости и водонепроницаемости бетонных и железобетонных конструкций в зависимости от режима их эксплуатации и значения расчетной зимней температуры наружного воздуха в районе строительства принимают не ниже указанных в табл. 1.13 и 1.14

Для замоноличивания стыков элементов сборных конструкций, которые в процессе эксплуатации или монтажа могут подвергаться воздействию отрицательной температуры наружного воздуха, применяют бетоны марок по морозостойкости и водонепроницаемости не ниже принятых для стыкуемых элементов.

Нормативные и расчетные характеристики бетона. Так как вследствие неоднородности бетона и других случайных факторов действительная прочность бетона может значительно отличаться от среднестатистической, в расчет вводят показатели прочности, задаваемые с определенной надежностью.

Таблица 1.12. Минимально допустимые классы бетона в предварительно напряженных элементах

Вид и класс напрягаемой арматуры	Класс бетона не ниже
1. Проволочная класса:	
а) В-II с анкерами	*В*20
б) Вр-II без анкеров при диаметре проволоки:	
до 5 мм включительно	*В*20
6 мм и более	*В*30
в) К-7 и К-19	*В*30
2. Стержневая без анкеров диаметром:	
от 10 до 18 мм (включительно)	
а) А-IV, Ат-IVC, Ат-IVK	*В*15
б) А-V, Ат-V	*В*20
в) А-VI, Ат-VI	*В*30
20 мм и более:	
г) А-IV, Ат-IVC, Ат-IVK	*В*20
д) А-V, Ат-V	*В*25
е) А-VI, Ат-VI	*В*30

Примечание. При усилении зоны передачи предварительного напряжения с помощью специальных конструктивных мероприятий (поперечная и косвенная арматура, закладные детали и др.) допускается снижение минимального класса бетона.

Основными базисными (контролируемыми) характеристиками бетона являются нормативные сопротивления осевому сжатию призм (призменная прочность) R_{bn} и осевому растяжению R_{btn}.

Нормативная призменная прочность бетона:

тяжелого (обычного) мелкозернистого, легкого и поризованного

$$R_{bn} = R_m (1 - 1{,}64v)(0{,}77 - 0{,}001R_m) \approx \approx B(0{,}77 - 0{,}001B), \qquad (1.1)$$

где R_m — средняя кубиковая прочность бетона (т. е. среднестатистическое значение прочности бетона), МПа; v — коэффициент вариации прочности бетона, равный отношению стандарта (т. е. среднего квадратического отклонения) к среднему значению и принимаемый в соответствии с табл. 1.15, но не менее 0,72*B*;

ячеистого

$$R_{bn} = R_m (1 - 1{,}64v)(0{,}95 - 0{,}005R_m) \approx \approx B(0{,}95 - 0{,}005B). \qquad (1.2)$$

Численные значения R_{bn} (с округлением) в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие даны в табл. 1.16.

Нормативное сопротивление бетона осевому растяжению в случаях, когда прочность бетона на растяжение не контролируется, принимают в зависимости от классов бетона по прочности на сжатие в соответствии с табл. 1.16, при контроле класса бетона по прочности на осевое растяжение — равным гарантированной прочности (классу) на осевое растяжение.

Таблица 1.13. **Минимальные марки бетона по морозостойкости и водонепроницаемости для конструкций зданий и сооружений (кроме наружных стен отапливаемых зданий)**

Условия работы конструкций		Марка по морозостойкости			Марка по водонепроницаемости		
Характеристика режима	Расчетная зимняя температура наружного воздуха, °С	Здания и сооружения класса					
		I	II	III	I	II	III
1. Попеременное замораживание и оттаивание в водонасыщенном состоянии (например, конструкции, расположенные в сезонно-оттаивающем слое грунта в районах вечной мерзлоты)	Ниже —40	*F*300	*F*200	*F*150	*W*6	*W*4	*W*2
	Ниже —20 до —40 включительно	*F*200	*F*150	*F*100	*W*4	*W*2	Не нормируется
	Ниже —5 до —20 включительно	*F*150	*F*100	*F*75	*W*2	Не нормируется	То же
	—5 и выше	*F*100	*F*75	*F*50	Не нормируется	То же	»
2. Попеременное замораживание и оттаивание в условиях эпизодического водонасыщения (например, надземные конструкции, постоянно подвергающиеся атмосферным воздействиям)	Ниже —40	*F*200	*F*150	*F*100	*W*4	*W*2	Не нормируется
	Ниже —20 до —40 включительно	*F*100	*F*75	*F*50	*W*2	Не нормируется	То же
	Ниже —5 до —20 включительно	*F*75	*F*50	*F*35 *		То же	То же
	—5 и выше	*F*50	*F*35 *	*F*25 *	То же	»	»
3. Попеременное замораживание и оттаивание в условиях воздушно-влажностного состояния при отсутствии эпизодического водонасыщения (например, конструкции, постоянно подвергающиеся воздействиям окружающего воздуха, защищенные от воздействия атмосферных осадков)	Ниже —40	*F*150	*F*100	*F*75 *	*W*4	*W*2	Не нормируется
	Ниже —20 до —40 включительно	*F*75	*F*50	*F*35 *	Не нормируется	Не нормируется	То же
	Ниже —5 до —20 включительно	*F*50	*F*35 *	*F*25 *	То же	То же	»
	—5 и выше	*F*35 *	*F*25 *	*F*15 **	»	»	»
4. Возможное эпизодическое воздействие температуры ниже 0 °С в водонасыщенном состоянии (например, конструкции, находящиеся в грунте или под водой)	Ниже —40	*F*150	*F*100	*F*75	Не нормируется	Не нормируется	Не нормируется
	Ниже —20 до —40 включительно	*F*75	*F*50	*F*35 *	То же	То же	То же
	Ниже —5 до —20 включительно	*F*50	*F*35 *	*F*25 *	»	»	»
	—5 и выше	*F*35 *	*F*25 *	Не нормируется	»	»	»
5. Возможное эпизодическое воздействие температуры ниже 0 °С в условиях воздушно-влажностного	Ниже —40	*F*75	*F*50	*F*35 *	Не нормируется	Не нормируется	Не нормируется
	Ниже —20 до —40 включительно	*F*50	*F*35 *	*F*25 *	То же	То же	То же

Продолжение табл. 1.13

Условия работы конструкций		Марка по морозостойкости			Марка по водонепроницаемости		
Характеристика режима	Расчетная зимняя температура наружного воздуха, °С	Здания и сооружения класса					
		I	II	III	I	II	III
состояния (например, внутренние конструкции отапливаемых зданий в период строительства и монтажа)	Ниже —5 до —20 включительно	F35 *	F 25*	F15 *	Не нормируется	Не нормируется	Не нормируется
	—5 и выше	F25 *	F15 **	Не нормируется	То же	То же	То же

* Для тяжелого (обычного) и мелкозернистого бетонов марки по морозостойкости не нормируют.
** Для тяжелого (обычного), мелкозернистого и легкого бетонов марки по морозостойкости не нормируют.

Примечания: 1. Марки бетона по морозостойкости и водонепроницаемости для конструкций и сооружений водоснабжения и канализации, а также для свай-оболочек назначают согласно требованиям соответствующих глав СНиП и государственных стандартов.
2. Расчетную зимнюю температуру наружного воздуха принимают согласно указаниям главы СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия».

Таблица 1.14. **Минимальные марки бетона по морозостойкости для наружных стен отапливаемых зданий**

Условия работы конструкций		Марки бетона					
Относительная влажность внутреннего воздуха помещения φ_{int}, %	Расчетная зимняя температура наружного воздуха, °С	легкого, ячеистого, крупнопористого			тяжелого (обычного), мелкозернистого		
		для зданий класса					
		I	II	III	I	II	III
$\varphi_{int} > 75$	Ниже —40	F100	F75	F50	F200	F150	F100
	Ниже —20 до —40 включительно	F75	F50	F35	F100	F75	F50
	Ниже —5 до —20 включительно	F50	F35	F25	F75	F50	Не нормируется
	—5 и выше	F35	F25	F15*	F50	Не нормируется	То же
$60 < \varphi_{int} \leqslant 75$	Ниже —40	F75	F50	F35	F100	F75	F50
	Ниже —20 до —40 включительно	F50	F35	F25	F50	Не нормируется	Не нормируется
	Ниже —5 до —20 включительно	F35	F25	F15 *	Не нормируется	То же	То же
	—5 и выше	F25	F15 *	Не нормируется	То же	»	»
$\varphi_{int} \leqslant 60$	Ниже —40	F50	F35	F25	F75	F50	Не нормируется
	Ниже —20 до —40 включительно	F35	F25	F15*	Не нормируется	Не нормируется	То же
	Ниже —5 до —20 включительно	F25	F15 *	Не нормируется	То же	То же	»
	—5 и выше	F15 *	Не нормируется	То же	»	»	»

* Для легкого бетона марки по морозостойкости не нормируют.

Примечания: 1. При наличии паро- и гидроизоляции конструкций из тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов их марки по морозостойкости, указанные в настоящей таблице, снижают на одну ступень.
2. Расчетную зимнюю температуру наружного воздуха принимают согласно указаниям главы СНиП II-6-74.

Таблица 1.15. **Коэффициенты вариации прочности бетона v и коэффициенты надежности по бетону при сжатии γ_{bc} и растяжении γ_{bt}**

Вид бетона	v	Расчет конструкций по предельным состояниям первой группы			Расчет конструкций по предельным состояниям второй группы γ_{bc} и γ_{bt}
		γ_{bc}	γ_{bt}		
			прочность бетона не контролируется	при контроле прочности	
1. Тяжелый (обычный), мелкозернистый и легкий	0,135	1,3	1,5	1,3	1
2. Ячеистый	0,18	1,5	2,3	—	1

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой и второй группы определяют путем деления нормативных сопротивлений на соответствующие коэффициенты надежности по бетону при сжатии γ_{bc} или при растяжении γ_{bt} (см. табл. 1.15), учитывающие возможность понижения фактической прочности по сравнению с нормативной, а также возможное отличие прочности бетона в конструкции от прочности в образцах. Более высокие значения коэффициентов надежности для ячеистого бетона при расчете конструкций по предельным состояниям первой группы обусловлены повышенной изменчивостью прочностных свойств такого бетона, а также с повышенной чувствительностью к технологии изготовления (большим различием между прочностью бетона в конструкции и в контрольных образцах).

Значения коэффициентов надежности при расчете конструкций по предельным состояниям второй группы принимают равными единице, так как наступление предельных состояний этой группы не столь опасно как первой (обычно не влечет за собой аварий, катастроф или жертв).

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы задаются с вероятностью 0,997, для предельных состояний второй группы — 0,95.

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} снижают (или повышают) путем умножения на коэффициенты условий работы бетона γ_b, учитывающие особенности свойств бетонов, продолжительность действия нагрузки и ее многократную повторяемость, условия и стадию работы конструкции, способ ее изготовления, размеры сечения и т. п.

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$ вводят в расчет с коэффициентом условий работы бетона $\gamma_b = 1$, за исключением тех случаев, когда расчет производится на многократно повторяющуюся нагрузку. Численные значения расчетных сопротивлений (с округлением) в зависимости от классов бетонов по прочности на сжатие и осевое растяжение для предельных состояний первой и второй групп приведены в табл. 1.16...1.18.

Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы (см. табл. 1.17 и 1.18) в определенных случаях следует умножать на коэффициенты условий работы бетона в соответствии с табл. 1.19...1.21.

Принципиально новым по сравнению с прежними нормами является коэффициент γ_{b2}, учитывающий различие между кратковременным и длительным сопротивлением бетона и принимаемый в зависимости от конкретных условий большим или меньшим единицы.

Для отдельных видов легкого бетона допускается принимать иные значения расчетных сопротивлений, согласованные в установленном порядке.

Для бетона на глиноземистом цементе и поризованного нормативные и расчетные сопротивления бетона растяжению снижают на 30 % против значений, приведенных в табл. 1.16 и 1.17.

Начальный модуль упругости бетона E_b при сжатии и растяжении принимают по табл.1.22. Для бетонов, подвергающихся попеременному замораживанию и оттаиванию, значения E_b, указанные в табл. 1.22, следует умножать на коэффициент условий работы γ_{b6}, принимаемый по табл. 1.21.

Для незащищенных от солнечной радиации конструкций, предназначенных для работы в климатическом подрайоне IVA согласно главе СНиП II-1-82, значения E_b, указанные в табл. 1.22, следует умножать на коэффициент 0,85.

При наличии данных о сорте цемента, составе бетона, условиях изготовления (например, центрифугированный бетон) и т. д. допускается принимать другие значения E_b, согласованные в установленном порядке.

Коэффициент линейной температурной деформации при изменении температуры от минус 40 до плюс 50 °С

Бетон	$\alpha_{b,T}$, град$^{-1}$
Тяжелый, мелкозернистый и легкий при мелком плотном заполнителе	$1 \cdot 10^{-5}$
Легкий при мелком пористом заполнителе	$0{,}7 \cdot 10^{-5}$
Ячеистый и поризованный	$0{,}8 \cdot 10^{-5}$

Таблица 1.16. **Нормативные сопротивления бетона R_{bn} и R_{btn}, расчетные сопротивления бетона для предельных состояний второй группы $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$, МПа**

Вид сопротивления	Вид бетона	Класс бетона по прочности на сжатие																		
		B1	B1,5	B2	B2,5	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность) R_{bn} и $R_{b,ser}$	Тяжелый (обычный) и мелкозернистый	—	—	—	—	2,70	3,5	5,5	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	32,0	36,0	39,5	43,0
	Легкий	—	—	—	1,90	2,70	3,5	5,5	7,5	9,5	11,0	15,0	18,5	22,0	25,5	29,0	—	—	—	—
	Ячеистый	0,945	1,40	1,90	2,35	3,25	4,60	6,85	9,0	10,5	11,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Растяжение осевое R_{btn} и $R_{bt,ser}$	Тяжелый (обычный)	—	—	—	—	0,39	0,55	0,70	0,85	1,0	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5
	Мелкозернистый группы:																			
	А	—	—	—	—	0,39	0,55	0,70	0,85	1,0	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,1	—	—	—	—
	Б	—	—	—	—	0,255	0,40	0,60	0,70	0,85	0,95	1,15	1,35	1,50	—	—	—	—	—	—
	В	—	—	—	—	—	—	—	—	—	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5
	Легкий при мелком заполнителе:																			
	плотном	—	—	—	0,29	0,39	0,55	0,70	0,85	1,0	1,15	1,40	1,60	1,80	1,95	2,1	—	—	—	—
	пористом	—	—	—	0,29	0,39	0,55	0,70	0,85	1,0	1,10	1,20	1,35	1,50	1,65	1,80	—	—	—	—
	Ячеистый	0,135	0,215	0,260	0,31	0,41	0,55	0,63	0,89	1,00	1,05	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечания: 1. Группы мелкозернистого бетона см. в табл. 1.7.
2. Значения расчетных сопротивлений ячеистого бетона даны для состояний средней влажности бетона 10 %.
3. Для керамзитоперлитобетона на вспученном перлитовом песке числовые значения $R_{bt\,n}$ и $R_{bt,ser}$ принимают как для легкого бетона на пористом песке с умножением на коэффициент 0,85.
4. Для поризованного бетона числовые значения R_{bn} и $R_{b,ser}$ принимают такими же, как и для легкого, значения R_{btn} и $R_{bt,ser}$ умножают на коэффициент 0,7.
5. Для напрягающего бетона числовые значения R_{bn} и $R_{b,ser}$ принимают такими же, как для тяжелого, значения R_{btn} и $R_{bt,ser}$ умножают на коэффициент 1,2.

Таблица 1.17. Расчетные сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt}, МПа

Вид сопротивления	Вид бетона	Класс бетона по прочности на сжатие																		
		B1	B1,5	B2	B2,5	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность) R_b	Тяжелый (обычный) и мелкозернистый	—	—	—	—	2,05	2,80	4,50	6,00	7,50	8,50	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	25,0	27,5	30,0	33,0
	Легкий	—	—	—	1,45	2,05	2,80	4,50	6,00	7,50	8,50	11,5	14,5	17,0	19,5	22,0	—	—	—	—
	Ячеистый	0,630	0,950	1,25	1,55	2,15	3,05	4,55	6,00	7,00	7,65	—	—	—	—	—	—	—	—	—
Растяжение осевое R_{bt}	Тяжелый (обычный)	—	—	—	—	0,260	0,370	0,480	0,570	0,660	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60	1,65
	Мелкозернистый группы: А	—	—	—	—	0,260	0,370	0,480	0,570	0,660	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	—	—	—	—
	Б	—	—	—	—	0,170	0,270	0,400	0,450	0,565	0,635	0,765	0,90	1,00	—	—	—	—	—	—
	В	—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,75	0,90	1,05	1,20	1,30	1,40	1,45	1,55	1,60	1,65
	Легкий при мелком заполнителе: плотном	—	—	—	0,195	0,260	0,370	0,480	0,570	0,660	0,750	0,900	1,05	1,20	1,30	1,40	—	—	—	—
	пористом	—	—	—	0,195	0,260	0,370	0,480	0,570	0,660	0,735	0,800	0,900	1,00	1,10	1,20	—	—	—	—
	Ячеистый	0,060	0,095	0,115	0,135	0,180	0,240	0,275	0,385	0,435	0,455	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечания: 1. Группы мелкозернистого бетона см. в табл. 1.7.

2. Значения расчетных сопротивлений ячеистого бетона даны для состояний средней влажности бетона 10 %.

3 Для керамзитоперлитобетона на вспученном перлитовом песке числовые значения R_{bt} принимают как для легкого бетона на пористом песке с умножением на коэффициент 0,85

4 Для поризованного бетона числовые значения R_b принимают такими же как для легкого, значение R_{bt} умножают на коэффициент 0,7.

5. Для напрягающего бетона числовые значения R_{bn} и $R_{b,ser}$ принимают такими же, как для тяжелого, значения R_{btn} и $R_{bt,ser}$ умножают на коэффициент 1,2.

Таблица 1.18. **Расчетные сопротивления тяжелого (обычного), мелкозернистого и легкого бетонов растяжению для предельных состояний первой группы R_{bt}, МПа**

Класс бетона по прочности на осевое растяжение						
$B_t0{,}8$	$B_t1{,}2$	$B_t1{,}6$	B_t2	$B_t2{,}4$	$B_t2{,}8$	$B_t3{,}2$
0,615	0,925	1,25	1,55	1,85	2,15	2,45

При наличии данных о минералогическом составе заполнителей, расходе цемента, степени водонасыщения бетона, морозостойкости и т. д. допускаются другие значения $\alpha_{b,T}$. Для расчетной температуры ниже минус 40 °С $\alpha_{b,T}$ принимают по экспериментальным данным.

Начальный коэффициент поперечной деформации бетона (коэффициент Пуассона) ν принимают равным 0,2 для всех видов бетона, модуль сдвига бетона G_b — равным 0,4 от соответствующих значений E_b, указанных в табл. 1.22.

Арматура

Классификация и область применения арматурных сталей. По функциональному назначению арматура может быть подразделена на рабочую, конструктивную (распределительную) и монтажную.

Основной является рабочая арматура, предназначенная для восприятия растягивающих, а иногда и сжимающих усилий.

Назначение конструктивной арматуры состоит, прежде всего, в обеспечении цельности конструкции, учитываемой при расчете прочности (например, конструктивная поперечная арматура увеличивает сцепление бетона с продольной арматурой, предохраняет продольные сжатые стержни от выпучивания и служит элементом связи растянутой и сжатой зон сечений), а также в распределении действия сосредоточенных сил или ударной нагрузки на бо́льшую площадь и в принятии на себя (во избежание образования трещин в бетоне) температурных и усадочных напряжений.

Монтажная арматура не имеет непосредственного статического значения. Она необходима для создания из рабочих и конструктивных стержней жесткого (следовательно, транспортабельного) каркаса.

Рабочая и конструктивная арматура одновременно могут выполнять функции монтажной.

Для армирования железобетонных конструкций должна применяться арматурная сталь, отвечающая требованиям соответствующих государственных стандартов и технических условий. В зависимости от механических свойств арматура делится на следующие виды и классы.

Стержневая арматура:

а) горячекатаная — гладкая класса А-I; периодического профиля классов А-II, Ас-II, А-III, А-IV, А-V, А-VI;

б) термомеханически и термически упрочненная — периодического профиля классов Ат-IIIС, Ат-IVС, Ат-IVК, Ат-V, Ат-VI;

в) упрочненная вытяжкой — периодического профиля класса А-IIIв.

Проволочная арматура:

г) арматурная холоднотянутая проволока: обыкновенная — периодического профиля класса Вр-I, высокопрочная — гладкая класса В-II, периодического профиля класса Вр-II;

д) арматурные канаты — спиральные семипроволочные класса К-7 и девятнадцатипроволочные класса К-19.

Для закладных деталей и соединительных накладок применяют, как правило, прокатную углеродистую сталь.

В обозначениях горячекатаной стержневой арматуры индекс «с» употребляется для арматурной стали «северного исполнения» например, класс Ас-II из стали марки 10 ГТ.

В обозначениях термомеханически упрочненной арматуры индекс «С» указывает на возможность стыкования стержней сваркой, а индекс «К» — на повышенную стойкость против коррозионного растрескивания под напряжением.

В дальнейшем для краткости используются следующие термины: «стержень» — для обозначения арматуры любого диаметра, вида и профиля независимо от того, поставляется ли она в прутках или мотках (бухтах); «диаметр» (d), если не оговорено особо, обозначает номинальный диаметр стержня.

Каждому классу арматуры соответствуют определенные марки арматурной стали с одинаковыми механическими характеристиками, но различным химическим составом. В обозначении марки стали отражается содержание углерода и легирующих добавок. Например, в марке 25Г2С две первые цифры обозначают содержание углерода в сотых долях процента (0,25 %), буква Г — сталь легирована марганцем, цифра 2 — его содержание может достигать 2 %, а буква С — наличие в стали кремния (силиция). Наличие других химических элементов, например, в марках 20ХГ2Ц и 23Х2Г2Т обозначается буквами: Х — хром, Т — титан, Ц — цирконий.

Разделение арматурной стали на классы в зависимости от основных механических характеристик, а не марок стали и их химического состава (как это было в старых нормах) наиболее оправдано. Такая система позволяет заранее устанавливать требования к перспективным классам арматуры до разработки соответствующей марки стали или режима упрочнения.

Класс арматурной стали выбирают в зависимости от типа конструкции, наличия предварительного напряжения, а также от условий возведения и эксплуатации здания.

В качестве ненапрягаемой арматуры железобетонных конструкций, кроме конструкций, находящихся под давлением газов или жидкостей, преимущественно применяют:

горячекатаную арматурную сталь класса А-III и термомеханически упрочненную класса Ат-IIIС;

Таблица 1.19. **Коэффициент условий работы бетона**

Факторы, обусловливающие введение коэффициентов условий работы	Условное обозначение коэффициента	Величина коэффициента
1. Многократность повторения нагрузки	γ_{b1}	См. табл. 1.20
2. Длительность действия нагрузки:		
а) при учете постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, кроме нагрузок непродолжительного действия, суммарная длительность действия которых за период эксплуатации мала (например, крановые, ветровые, от транспортных средств, возникающие при изготовлении, транспортировке и возведении и т. п.), а также при учете особых нагрузок, вызванных деформациями просадочных, набухающих, вечномерзлых и тому подобных грунтов:	γ_{b2}	
для тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов естественного твердения и подвергнутых тепловой обработке, если конструкция эксплуатируется в условиях, благоприятных для нарастания прочности бетона (например — во влажном грунте или при влажности воздуха окружающей среды выше 75 %)		1,0
в остальных случаях		0,9
для ячеистого и поризованного бетонов		0,85
б) при учете в рассматриваемом сочетании кратковременных нагрузок (суммарная длительность действии которых мала) или особых нагрузок *, не указанных в поз. 2а, для всех видов бетонов		1,1
3. Бетонирование в вертикальном положении при высоте слоя бетонирования более 1,5 м для бетонов:		
тяжелого, мелкозернистого и легкого	γ_{b3}	0,85
ячеистого и поризованного		0,8
4. Влияние двухосного сложного напряженного состояния сжатие-растяжение на прочность бетона	γ_{b4}	См. табл. 4.3
5. Бетонирование монолитных бетонных столбов и железобетонных колонн с наибольшим размером сечения менее 30 см	γ_{b5}	0,85
6. Попеременное замораживание и оттаивание	γ_{b6}	См. табл. 1.21
7. Эксплуатация не защищенных от солнечной радиации конструкций в климатическом подрайоне IVA	γ_{b7}	0,85
8. Расчет в стадии предварительного обжатия конструкций:		
а) с проволочной арматурой для легких бетонов	γ_{b8}	1,25
то же для остальных видов бетонов		1,1
б) со стержневой арматурой для легких бетонов		1,35
то же для остальных видов бетонов		1,2
9. Бетонные конструкции	γ_{b9}	0,9
10. Повышенная хрупкость высокопрочных бетонов	γ_{b10}	$(0,3 + \omega) \leqslant 1$
11. Влажность ячеистого бетона, %:		
10 и менее		1,0
25 и более	γ_{b11}	0,85
более 10 и менее 25		По интерполяции
12. Стыки сборных элементов при толщине шва менее $^1/_6$ наименьшего размера сечения элемента и менее 10 см	γ_{b12}	1,15

* Если при учете основных нагрузок вводится дополнительный коэффициент условий работы согласно указаниям соответствующих нормативных документов (например, при учете сейсмических нагрузок), коэффициент γ_{b2} принимают равным единице.

Примечания: 1. Коэффициенты γ_{bi} по поз. 1, 2, 7, 9 настоящей таблицы учитывают при определении расчетных сопротивлений бетона R_b и R_{bt}, по поз. 4 — при определении $R_{b,ser}$ и $R_{bt,ser}$, по остальным позициям — только при определении R_b.

2. Для конструкций, находящихся под действием многократно повторяющейся нагрузки, коэффициент γ_{b2} учитывают при расчете по прочности, γ_{b1} — при расчете на выносливость и по образованию трещин.

3. При расчете конструкций в стадии предварительного обжатия коэффициент γ_{b2} не учитывают. Остальные коэффициенты вводят независимо друг от друга с тем, чтобы их произведение было не менее 0,45.

4. Значение ω определяют по формуле (3.18).

5. Коэффициенты условий работы вводят независимо друг от друга с тем, чтобы их произведение было не менее 0,45.

Таблица 1.20. **Коэффициент условий работы бетона γ_{b1} при многократно повторяющейся нагрузке**

Вид бетона	Состояние бетона по влажности	Коэффициент асимметрии цикла ρ_b						
		0...0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
Тяжелый	Естественной влажности	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	1	1
	Водонасыщенный	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,95	1
Легкий	Естественной влажности	0,6	0,7	0,8	0,85	0,9	0,95	1
	Водонасыщенный	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1

Примечание. $\rho_b = \sigma_{b,min}/\sigma_{b,max}$, где $\sigma_{b,min}$ и $\sigma_{b,max}$ — соответственно наименьшие и наибольшие напряжения в бетоне в пределах цикла изменения нагрузки, определяемые согласно указаниям гл. 3.

обыкновенную арматурную проволоку диаметром 3...5 мм класса Вр-I.

Допускается также применять:

горячекатаную арматурную сталь классов А-II, Ас-II и А-I и обыкновенную арматурную проволоку класса Вр-I для поперечной арматуры линейных элементов, для конструктивной и монтажной арматуры, а классов А-II, Ас-II и А-I — в качестве продольной рабочей арматуры в случаях, когда использование других видов ненапрягаемой арматуры нецелесообразно или не допускается;

термомеханически упрочненную арматурную сталь класса Ат-IVС;

горячекатаную арматурную сталь классов А-IV, А-V, термомеханически и термически упрочненную сталь классов Ат-IVК, Ат-V — только для продольной рабочей арматуры вязаных каркасов и сеток. Арматурная сталь классов А-V, Ат-V в конструкциях без предварительного напряжения может применяться как сжатая арматура, а в составе предварительно напряженных — как сжатая и растянутая.

Ненапряженную арматуру классов А-III, Ат-IIIС, Вр-I, А-II и А-I рекомендуется применять в виде сварных каркасов и сварных сеток.

В конструкциях с ненапрягаемой арматурой, находящихся под давлением газов или жидкостей, преимущественно применяют горячекатаную арматурную сталь классов А-II, Ас-II и А-I. Допускается также применять горячекатаную арматурную сталь класса А-III и обыкновенную арматурную проволоку класса Вр-I.

В качестве напрягаемой арматуры предварительно напряженных железобетонных элементов при длине 12 м включительно преимущественно применяют термомеханически и термически упрочненную арматурную сталь классов Ат-VI и Ат-V; допускается также применять высокопрочную арматурную проволоку классов В-II, Вр-II, арматурные канаты, горячекатаную арматурную сталь классов А-III, А-IV, А-V, термомеханически упрочненную классов Ат-IVС, Ат-IVК и упрочненную вытяжкой арматуру класса А-IIIв.

При длине предварительно напряженных элементов свыше 12 м преимущественно применяют высокопрочную арматурную проволоку классов В-II, Вр-II, арматурные канаты и горячекатаную арматурную сталь класса А-V, допускается также термомеханически упрочненная сталь класса Ат-V.

В качестве напрягаемой арматуры предварительно напряженных элементов, находящихся под давлением газов, жидкостей или сыпучих тел, применяют высокопрочную арматурную проволоку классов В-II, Вр-II, арматурные канаты, термомеханически и термически упрочненную арматурную сталь классов Ат-VI, Ат-IVК, Ат-V и горячекатаную класса А-V; допускается также горячекатаная арматурная сталь класса А-IV и термически упрочненная классов Ат-IV и Ат-IVК.

В качестве напрягаемой арматуры предварительно напряженных элементов, находящихся под воздействием агрессивной среды, обычно применяют горячекатаную арматурную сталь классов А-IV, А-IIIв и термомеханически упрочненную класса Ат-IVК.

При выборе вида и марок стали для арматуры, устанавливаемой по расчету, а также про-

Таблица 1.21. **Коэффициент условий работы бетона γ_{b8} при попеременном замораживании и оттаивании**

Условия эксплуатации конструкций	Расчетная зимняя температура наружного воздуха, °С	Вид бетона	
		тяжелый	легкий
1. Попеременное замораживание и оттаивание в водонасыщенном состоянии	Ниже —40	0,7	0,8
	Ниже —20 до —40 включительно	0,85	0,9
	От —5 до —20 включительно	0,9	1
	—5 и выше	0,95	1
2. Попеременное замораживание и оттаивание в условиях эпизодического водонасыщения	Ниже —40	0,9	1
	—40 и выше	1	1

Примечания: 1. Расчетную температуру наружного воздуха принимают согласно указаниям главы СНиП II-6-74.

2. Если марка бетона по морозостойкости превышает требуемую согласно табл. 1.13, коэффициенты настоящей таблицы могут быть увеличены на 0,05 за каждую ступень указанного превышения, однако не могут быть более единицы.

Таблица 1.22. **Начальные модули упругости бетона при сжатии и растяжении $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа**

Вид бетона	Класс бетона по прочности на сжатие																		
	B1	B1,5	B2	B2,5	B3,5	B5	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Тяжелый (обычный):																			
естественного твердения	—	—	—	—	9,5	13,0	16,0	18,0	21,0	23,0	27,0	30,0	32,5	34,5	36,0	37,5	39,0	39,5	40,0
подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	—	—	—	—	8,5	11,5	14,5	16,0	19,0	20,5	24,0	27,0	29,0	31,0	32,5	34,0	35,0	35,5	36,0
подвергнутый автоклавной обработке	—	—	—	—	7,0	9,75	12,0	13,5	16,0	17,0	20,0	22,5	24,5	26,0	27,0	28,0	29,0	29,5	30,0
Мелкозернистый группы:																			
А — естественного твердения	—	—	—	—	7,0	10,0	13,5	15,5	17,5	19,5	22,0	24,0	26,0	27,5	28,5	—	—	—	—
подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	—	—	—	—	6,5	9,0	12,5	14,0	15,5	17,0	20,0	21,5	23,0	24,0	24,5	—	—	—	—
Б — естественного твердения	—	—	—	—	6,5	9,0	12,5	14,0	15,5	17,0	20,0	21,5	23,0	—	—	—	—	—	—
В — подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	—	—	—	—	5,5	8,0	11,5	13,0	14,5	15,5	17,5	19,0	20,5	—	—	—	—	—	—
	—	—	—	—	—	—	—	—	—	16,5	18,0	19,5	21,0	22,0	23,0	23,5	24,0	24,5	25,0
Легкий и поризованный в зависимости от плотности (объемной массы) бетона:																			
*D*800	—	—	—	3,50	3,90	4,60	5,60	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
*D*1000	—	—	—	4,50	4,90	5,50	6,50	7,20	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
*D*1200	—	—	—	—	6,10	6,80	7,90	8,80	9,40	10,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—
*D*1400	—	—	—	—	7,25	8,20	9,50	10,5	11,0	11,5	12,5	13,5	14,5	—	—	—	—	—	—
*D*1600	—	—	—	—	—	9,35	10,7	11,6	12,3	13,2	14,7	16,0	17,0	17,9	—	—	—	—	—
*D*1800	—	—	—	—	—	—	12,0	13,0	14,0	15,0	16,5	18,0	19,0	20,0	20,5	—	—	—	—
*D*2200	—	—	—	—	—	—	15,0	16,0	17,0	18,0	20,0	22,0	23,0	24,0	24,5	—	—	—	—
Ячеистый бетон группы А при марке по средней плотности																			
*D*500	0,90	1,10	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
*D*600	1,1	1,35	1,55	1,75	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
*D*700	—	1,55	1,8	2,0	2,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
*D*800	—	—	—	2,3	2,7	3,2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
*D*900	—	—	—	—	3,0	3,60	4,40	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
*D*1000	—	—	—	—	—	4,0	4,9	5,6	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
*D*1100	—	—	—	—	—	—	5,4	6,2	6,7	7,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—
*D*1200	—	—	—	—	—	—	—	6,8	7,2	7,65	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Примечания: 1. Для легкого и поризованного бетонов при промежуточных значениях марок по плотности начальные модули упругости бетона принимают по линейной интерполяции.

2. Для напрягающего тяжелого бетона классов *B*20 и выше значения E_b принимают как для тяжелого (обычного) бетона с умножением на коэффициент $\alpha = 0{,}56 + 0{,}006\,B$.

3. Для ячеистого бетона группы Б значения E_b умножают на коэффициент 0,8.

Таблица 1.23. **Основные виды арматурных сталей и области их применения**

Вид арматуры	Класс арматуры	Марка стали	Диаметр, мм	Условия эксплуатации конструкций: Статические нагрузки: В отапливаемых зданиях	Статические нагрузки: На открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре, °С: до −30 включительно	ниже −30 до −40 включительно	ниже −40 до −55 включительно	ниже −55 до −70 включительно	Динамические и многократно повторяющиеся нагрузки: В отапливаемых зданиях	На открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре, °С: до −30 включительно	ниже −30 до −40 включительно	ниже −40 до −50 включительно	ниже −50 до −70 включительно
Стержневая горячекатаная гладкая, ГОСТ 5781—82	А-I	Ст3сп3	6...40	+	+	+	+	+[1]	+	+	—	—	—
		Ст3пс3	6...40	+	+	+	—	—	+	+	—	—	—
		Ст3кп3	6...40	+	+	—	—	—	+	+	—	—	—
		ВСт3сп2	6...40	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
		ВСт3пс4	6...40	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
		ВСт3пс6	6...40	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
		ВСт3пс2	6...40	+	+	+	—	—	+	+	+	—	—
		ВСт3кп2	6...40	+	+	—	—	—	+	+	—	—	—
		ВСт3Гпс2	6...18	+	+	+	+	+[1]	+	+	+	+	+[1]
Стержневая горячекатаная периодического профиля, ГОСТ 5781-82	А-II	ВСт5сп2	10...40	+	+	+	+[1]	+[1]	+	+	+[1]	—	—
		ВСт5пс2	10...16	+	+	+	+[1]	—	+	+	+[1]	—	—
		ВСт5пс2	18...40	+	+	—	—	—	+	+[1]	—	—	—
		18Г2С	40...80	+	+	+	+	+[1]	+	+	+	+	+[1]
	Ас-II	10ГТ	10...32	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
	А-III	35ГС	6...8	+	+	+	+[1]	—	+	+	+[1]	—	—
		25Г2С	6...8	+	+	+	+	+	+	+	+	+	—
То же	А-III	35ГС	10...40	+	+	+	+[1]	—	+	+	+[1]	—	—
		25Г2С	10 .40	+	+	+	+	+[1]	+	+	+	+[1]	—
Стержневая термомеханически упрочненная периодического профиля, ГОСТ 10884—81	Ат-IIIС	БСт5пс	10...22	+	+	+	+[1]	—	+	+	+[1]	—	—
		БСт5сп	10...22	+	+	+	+[1]	—	+	+	+[1]	—	—
Стержневая горячекатаная периодического профиля, ГОСТ 5781—82	А-IV	80С	10...18	+	+	—	—	—	+	—	—	—	—
		20ХГ2Ц	10...22	+	+	+	+[2]	+[2]	+	+	+	+[2]	—
	А-V	23Х2Г2Т	10...32	+	+	+	+	+[2]	+	+	+	+	+[2]
	А-VI	20Х2Г2СР	10...22	+	+	+	+[2]	+[2]	+	+	+	+[2]	—
		22Х2Г2ТАЮ	10...22	+	+	+	+[2]	+[2]	+	+	+	+[2]	—
Стержневая термически упрочненная периодического профиля, ГОСТ 10884—81	Ат-IVС	25Г2С	10...28	+	+	+	+[2]	+[2]	+	+	+	+[2]	—
	Ат-IVК	10ГС2	10...18	+	+	+	+[3]	—	+[4]	+[5]	+[3]	+[3]	—
		08Г2С	10...18	+	+	+	+[3]	—	+[3]	+[1]	+[3]	+[3]	—
	Ат-V	20ГС	10...28	+	+	+	+[3]	—	+[3]	+[5]	+[3]	+[3]	—
	Ат-VI	20ГС	10...28	+	+	+	+[2]	—	+[3]	+[5]	+[2]	—	—
		20ГС2	10...28	+	+	+	+[3]	—	+[3]	+[5]	+[3]	+[3]	—
Обыкновенная арматурная проволока периодического профиля ГОСТ 6727—80	Вр-I	—	3...5	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Высокопрочная арматурная проволока гладкая, ГОСТ 7348—81	В-II		3...8	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Высокопрочная арматурная проволока периодического профиля, ГОСТ 7348—81	Вр-II	—	3...8	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Арматурные канаты, ГОСТ 13840—68*	К-7	—	6...15	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+

Вид арматуры	Класс арматуры	Марка стали	Диаметр, мм	Условия эксплуатации конструкций: Статические нагрузки: В отапливаемых зданиях	Статические нагрузки: На открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре, °С: до —30 включительно	ниже —30 до —40 включительно	ниже —40 до —55 включительно	ниже —55 до —70 включительно	Динамические и многократно повторяющиеся нагрузки: В отапливаемых зданиях	На открытом воздухе и в неотапливаемых зданиях при расчетной температуре, °С: до —30 включительно	ниже —30 до —40 включительно	ниже —40 до —50 включительно	ниже —50 до —70 включительно
Арматурные канаты, ТУ 14-4-22-71	К-19	—	14	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+
Стержневая упрочненная вытяжкой периодического профиля, ГОСТ 5981—82	А-IIIв	25Г2С	20...40	+	+	+	—	+	+	+	—	—	—
		35ГС	20...40	+	+	—	—	—	+	—	—	—	—

[1] Допускается применять только в вязаных каркасах и сетках.
[2] Следует применять только в виде целых стержней мерной длины.
[3] Применение термически упрочненной стали допускается при гарантируемой величине равномерного удлинения не менее 2 %. Термически упрочненные стали не допускаются в случаях, когда требуется расчет конструкций на выносливость.

Примечания: 1. Расчетная температура согласно главе СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия».

2. В данной таблице к динамическим следует относить нагрузки, если доля этих нагрузок при расчете конструкций на прочность превышает 0,1 статической нагрузки; к многократно повторяющимся — нагрузки, при которых коэффициент условий работы арматуры γ_{s3} по табл. 1.31 настоящей главы меньше единицы.

3. Знак «+» (плюс) означает «допускается», знак «—» (минус) — не допускается.

катных сталей для закладных деталей должны учитываться температурные условия эксплуатации конструкций и характер их нагружения.

Основные виды арматурных сталей и область их применения в железобетонных конструкциях в зависимости от характера действующих нагрузок и расчетной температуры приведены в табл. 1.23, область применения углеродистых сталей для закладных деталей бетонных и железобетонных конструкций — в табл. 1.24.

В климатических зонах с расчетной температурой ниже минус 40 °С в случаях проведения строительно-монтажных работ в холодное время года несущая способность в стадии возведения конструкций с арматурой, допускаемой к применению только в отапливаемых зданиях, должна быть обеспечена исходя из расчетного сопротивления арматуры с понижающим коэффициентом 0,7 и расчетной нагрузки с коэффициентом надежности по нагрузке 1,0.

Для монтажных (подъемных) петель элементов сборных железобетонных и бетонных

Таблица 1.24. **Области применения углеродистых сталей для закладных деталей**

Характеристика закладных деталей	Расчетная температура эксплуатации конструкций, °С: до —30 включительно: марка стали по ГОСТ 380—71*	до —30 включительно: толщина проката, мм	от —30 до —40 включительно: марка стали по ГОСТ 380—71*	от —30 до —40 включительно: толщина проката, мм
1. Детали, рассчитываемые на усилия от статической нагрузки	ВСт3кп2	4...30	ВСт3пс6	4...25
2. Детали, рассчитываемые на усилия от динамических и многократно повторяющихся нагрузок	ВСт3пс6	4...10	ВСт3пс6	4...10
	ВСт3Гпс5	11...30	ВСт3Гпс5	11...30
	ВСт3сп5	11...25	ВСт3сп5	11...25
3. Конструктивные, не рассчитываемые на силовые воздействия	ВСт3кп2	4...30	ВСт3кп2	4...30
	ВСт3кп2	4...10	ВСт3кп2	4...10

Примечания: 1. Расчетную температуру принимают согласно указаниям главы СНиП II-6-74.

2. При применении низколегированных сталей, например, марок 10Г2С1, 09Г2С, 15ХСНД, а также при расчетной температуре ниже минус 40 °С марки сталей и электродов для закладных деталей выбирают как для стальных сварных конструкций в соответствии с требованиями СНиП II-23-81 «Стальные конструкции».

3. Расчетные сопротивления сталей указанных марок принимают согласно СНиП II-23-81.

Таблица 1.25. **Нормативные сопротивления растяжению R_{sn} и расчетные сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$ стержневой арматуры**

Класс арматуры	R_{sn}, $R_{s,ser}$, МПа
A-I	235
A-II, Ac-II	295
A-III, Ат-IIIС	390
A-IIIв	540
A-IV, Ат-IVС, Ат-IVК	590
A-V, Ат-V	785
A-VI, Ат-VI	980

конструкций следует применять горячекатаную арматурную сталь класса Ас-II и класса A-I марок ВСт3сп2, ВСт3пс4 и ВСт3пс6.

Если возможен монтаж конструкций при расчетной температуре ниже минус 40 °С, сталь марки ВСт3пс2 для монтажных петель не применяют.

Нормативные и расчетные характеристики арматуры. За нормативные сопротивления арматуры R_{sn} принимают наименьшие контролируемые значения:

для стержневой арматуры, высокопрочной проволоки и арматурных канатов — предела текучести, физического или условного;

для обыкновенной арматурной проволоки — напряжения, равного 0,75 временного сопротивления разрыву, определяемого отношением разрывного усилия к номинальной площади сечения, так как ГОСТ не регламентирует предел текучести для этой проволоки.

Под физическим пределом текучести понимают наименьшее напряжение, при котором образец впервые получает значительные деформации без заметного увеличения нагрузки, под условным (основной показатель диаграммы растяжения стали, не имеющей ярко выраженной площадки текучести) — напряжение, при котором остаточные деформации достигают 0,2 % длины участка образца, принимаемой в расчет при определении данной характеристики.

Под временным сопротивлением подразумевают напряжение, отвечающее наибольшей нагрузке, предшествующей разрушению образца. После достижения временного сопротивления нагрузка начинает падать вследствие образования шейки на образце и продолжает снижаться вплоть до разрыва.

Указанные выше контролируемые характеристики арматуры принимаются в соответствии с государственными стандартами или техническими условиями на арматурные стали и гарантируются с вероятностью не менее 0,95.

Нормативные сопротивления R_{sn} для основных видов стержневой и проволочной арматуры приведены соответственно в табл. 1.25 и 1.26.

Важную роль в правильной оценке напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций на различных стадиях работы, для механизации арматурных работ и удобства натяжения напрягаемой арматуры (при групповом натяжении) играют пластические свойства арматурных сталей, так как их понижение может явиться причиной хрупкого (внезапного) разрыва арматуры под нагрузкой, чрезмерных потерь предварительного напряжения, хрупкого излома напрягаемой арматуры в местах резкого перегиба или при закреплении в захватках и т. п.

Особое значение приобретают пластические свойства арматурных сталей для конструкций сейсмических районов, так как высокие пластические свойства стали создают благоприятные условия для перераспределения усилий в статически неопределимых конструкциях. Именно по этой причине глава СНиП II-7-81 отдает предпочтение предварительно-напряженным конструкциям с более пластичной (хотя и менее прочной) арматурой.

Пластические свойства арматурных сталей характеризуются полным относительным удлинением после разрыва δ (устанавливаемым по изменению первоначальной длины образца, включающей длину шейки разрыва) и относительным равномерным удлинением после разрыва $e_{s,u}$ (устанавливаемым по изменению длины образца на участке, не включающем длину шейки разрыва).

Относительное удлинение после разрыва зависит от класса арматуры. Значительным удлинением обладает арматура класса A-I ($\delta = 25$ %), меньшим — арматура классов A-II и A-III ($\delta = 14...19$ %), сравнительно небольшим удлинением — арматура классов

Таблица 1.26. **Нормативные сопротивления растяжению R_{sn} и расчетные сопротивления растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$ проволочной арматуры**

Класс арматуры	Диаметр, мм	R_{sn}, $R_{s,ser}$, МПа
Вр-I	3	410
	4	405
	5	395
В-II	3	1490
	4	1410
	5	1330
	6	1250
	7	1180
	8	1100
Вр-II	3	1460
	4	1370
	5	1250
	6	1180
	7	1100
	8	1020
К-7	6	1450
	9	1370
	12	1330
	15	1290
К-19	14	1410

Таблица 1.27. **Коэффициент надежности по арматуре γ_s при расчете по предельным состояниям первой группы**

Вид и класс арматуры	γ_s
Стержневая классов:	
A-I, A-II, Ac-II	1,05
A-III, Ат-IIIС диаметром, мм:	
6...8	1,1
10...40	1,07
A-IV, Ат-IVC, Ат-IVK, A-V, Ат-V	1,15
A-VI, Ат-VI	1,2
A-IIIв с контролем:	
удлинения и напряжения	1,1
только удлинения	1,2
Проволочная классов:	
Bp-I	1,1
B-II и Bp-II	1,2
K-7 и K-19	1,2

Примечание. Коэффициент γ_s при расчете по предельным состояниям второй группы принимают равным 1.

Таблица 1.28. **Расчетные сопротивления стержневой арматуры для предельных состояний первой группы**

Класс арматуры	Расчетные сопротивления, МПа		
	растяжению		сжатию R_{sc}
	продольной, поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие изгибающего момента R_s	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы R_{sw}	
A-I	225	175	225
A-II	280	225	280
A-III диаметром, мм:			
6...8	355	285 *	355
10...40	365	290 *	365
A-IV	510	405	400
A-V	680	545	400
A-VI	815	650	400
A-IIIв с контролем:			
удлинения и напряжения	490	390	400
только удлинения	450	360	400

* В сварных каркасах для хомутов из арматуры класса A-III, диаметр которых меньше ⅓ диаметра продольных стержней, значения R_{sw} принимают равными 255 МПа.

Таблица 1.29. **Расчетные сопротивления проволочной арматуры для предельных состояний первой группы**

Класс арматуры	Диаметр, мм	Расчетное сопротивление, МПа			
		растяжению			сжатию R_{sc}
		продольной, поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие изгибающего момента R_s	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) при расчете наклонных сечений на действие поперечной силы R_{sw}		
Bp-I	3	375	270	300 *	375
	4	370	265	296 *	365
	5	360	260	290 *	360
B-II	3	1250	990		400
	4	1180	940		400
	5	1100	890		400
	6	1050	835		400
	7	980	785		400
	8	910	730		400
Bp-II	3	1200	970		400
	4	1140	910		400
	5	1050	835		400
	6	980	785		400
	7	910	725		400
	8	850	680		400
K-7	6	1200	970		400
	9	1140	910		400
	12	1100	890		400
	15	1080	865		400
K-19	14	1180	940		400

* Для вязаных каркасов.

A-IV, A-V и термически упрочненная (δ = =6...8 %). Относительное удлинение проволочной арматуры также сравнительно невелико (δ = 4...6 %).

Минимально допустимые относительные удлинения и требовании при испытании на холодный загиб устанавливаются стандартами и техническими условиями.

При проектировании железобетонных конструкций, кроме механических характеристик, необходимо учитывать и некоторые другие свойства арматурных сталей. Так, в частности, для конструкций, эксплуатируемых при отрицательных температурах, учитывают склонность арматуры к хладиоломкости, которая определяется маркой стали, способом ее выплавки и последующей обработки (термическое упрочнение и др.).

Важной характеристикой арматурных сталей (при выборе типа сварных соединений, закладных деталей, анкерных устройств и

Таблица 1.30. **Коэффициенты условий работы арматуры**

Факторы, обусловившие введение коэффициентов условий работы арматуры	Арматура		Условное обозначение коэффициента	Значение коэффициента
	Характеристика	Класс		
1. Работа арматуры на действие поперечных сил	Поперечная	Независимо от класса арматуры	γ_{s1}	0,8
2 Наличие сварных соединений арматуры при действии поперечных сил	Поперечная	A-III, Ат-IIIC, Вр-I	γ_{s2}	0,9
3 Многократно повторяющиеся нагрузки	Продольная и поперечная	Независимо от класса арматуры	γ_{s3}	См. табл. 1.31
4. Наличие сварных соединений при многократном повторенни нагрузки	То же	То же	γ_{s4}	См. табл. 1.32
5. Зона передачн напряжений для арматуры без анкеров и зона анкеровки ненапрягаемой арматуры	Продольная напрягаемая Продольная ненапрягаемая	Независимо от класса То же	γ_{s5}	l_x/l_p; l_x/l_{an}, где l_x — расстояние от начала зоны передачи напряжений до рассматриваемого сечения; l_p, l_{an} — длина зон соответственно передачи напряжений и анкеровки арматуры (см. формулы 5.19 и 5.16)
6. Работа высокопрочной арматуры при напряжениях выше условного предела текучести	Продольная растянутая	A-IV, A-V, Ат-IVC, Ат-IVK, Ат-V, Ат-VI и B-II, Вр-II, К-7, К-19	γ_{s6}	См. формулу (3.21)
7. Элементы из легкого бетона классов $B7{,}5$ и ниже	Поперечная	A-I и Вр-I	γ_{s7}	0,8
8 Элементы из ячеистого бетона классов $B7{,}5$ и ниже	Продольная сжатая Поперечиая	Независимо от класса То же	γ_{s8}	$\frac{190+40B}{R_{sc}} \leqslant 1$ $\frac{25B}{R_{sw}} \leqslant 1$
9. Защитное покрытие арматуры в элементах из ячеистого бетона	Продольная сжатая	»	γ_{s9}	См. табл. 1.33

Примечания: 1. Коэффициенты γ_{s3} и γ_{s4} по поз. 3. и 4 учитывают только при расчете на выносливость; для арматуры со сварными соединениями эти коэффициенты учитывают одновременно.
2 Коэффициент γ_{s5} по поз. 5 кроме расчетных сопротивлений R_s вводят также к предварительному напряжению арматуры σ_{sp}.

т. п.) является их свариваемость, которая зависит от химического состава и способа выплавки стали, диаметра стержней (толщины свариваемых элементов), конструкции сварного соединения и технологии его выполнения.

Для конструкций, находящихся под воздействием многократно повторяющейся нагрузки, учитывают пониженное сопротивление арматурной стали по сравнению с ее сопротивлением при статической нагрузке. Величина снижения зависит от марки, вида, способа выплавки и последующей обработки стали, профиля арматуры, перепада напряжений в ней в процессе эксплуатации и др.

Расчетное сопротивление арматуры растяжению для предельных состояний первой и

Таблица 1.31. **Коэффициент условий работы арматуры γ_{s3} при многократно повторяющейся нагрузке**

Класс арматуры	Коэффициент асимметрии цикла ρ_s								
	—1	—0,2	0	0,2	0,4	0,7	0,8	0,9	1
A-I	0,41	0,63	0,7	0,77	0,9	1	1	1	1
A-II	0,42	0,51	0,55	0,6	0,69	0,93	1	1	1
Ac-II с профилем специального назначения	—	—	0,74	0,78	0,88	0,93	1	1	1
A-III диаметром, мм:									
6...8	0,33	0,38	0,42	0,47	0,57	0,85	0,95	1	1
10...40	0,31	0,36	0,4	0,45	0,55	0,81	0,91	0,95	1
Ат-IIIС	0,31	0,35	0,4	0,45	0,55	0,81	0,91	0,95	1
A-IV	—	—	—	—	0,38	0,72	0,91	0,96	1
A-V	—	—	—	—	0,27	0,55	0,69	0,87	1
A-VI	—	—	—	—	0,19	0,53	0,67	0,87	1
Bp-II	—	—	—	—	—	0,67	0,82	0,91	1
B-II	—	—	—	—	—	0,77	0,97	1	1
K-7 диаметром, мм:									
6...9	—	—	—	—	—	0,77	0,92	1	1
12...15	—	—	—	—	—	0,68	0,84	1	1
K-19 диаметром 14 мм:									
Bp-I	—	—	—	—	—	0,63	0,77	0,96	1
A-IIIв с контролем:	—	—	0,56	0,71	0,85	0,94	1	1	1
удлинений и напряжений	—	—	—	—	0,41	0,66	0,84	1	1
только удлинений	—	—	—	—	0,46	0,73	0,93	1	1

Примечание. $\rho_s = \sigma_{s,min}/\sigma_{s,max}$, где $\sigma_{s,min}$ и $\sigma_{s,max}$ — напряжения в растянутой арматуре в пределах цикла изменения нагрузки, определяемые согласно гл. 3.

Таблица 1.32. **Коэффициент условий работы арматуры γ_{s4} при наличии сварных соединений и многократном повторении нагрузки**

Класс арматуры	Группа сварных соединений	Коэффициент асимметрии цикла ρ_s						
		0	0,2	0,4	0,7	0,8	0,9	1
A-I, A-II и Ac-II	I	0,9	0,95	1	1	1	1	1
диаметром не более	II	0,65	0,7	0,75	0,9	1	1	1
20 мм	III	0,25	0,3	0,35	0,5	0,65	0,85	1
A-III и Ат-IIIС диаметром не более	I	0,9	0,95	1	1	1	1	1
	II	0,6	0,65	0,65	0,7	0,75	0,85	1
20 мм	III	0,2	0,25	0,3	0,45	0,6	0,8	1
A-IV диаметром не	I	—	—	0,95	0,95	1	1	1
более 20 мм	II	—	—	0,75	0,75	0,8	0,9	1
	III	—	—	0,3	0,35	0,55	0,7	1
A-V	I	—	—	0,95	0,95	1	1	1
	II	—	—	0,75	0,75	0,8	0,9	1
	III	—	—	0,35	0,4	0,5	0,7	1

Примечания: 1. Разделение сварных соединений (см. табл. 5.20) на группы: I — соединения типа КС-М; II — соединения типа КТ-2 (с минимально допустимой относительной осадкой h/d), КС-0, ВО-Б, ВП-В; III — типа КС-Р, ВП-Г, ВМ-I, а также по поз 4, 5, 7, 8 табл. 5.20.

2. Значения коэффициента γ_{s4} должны быть снижены на 5 % при диаметре стержней 22...32 мм и на 10 % при диаметре более 32 мм

второй групп

$$R_s = R_{s,n}/\gamma_s, \qquad (1.3)$$

где γ_s — коэффициент надежности по арматуре (табл. 1.27).

Расчетные сопротивления арматуры сжатию, используемые при расчете конструкций по предельным состояниям первой группы, R_{sc} при наличии сцепления арматуры с бетоном принимают равными соответствующим расчетным сопротивлениям арматуры растяжению R_s, но не более 400 МПа (табл. 1.28, 1.29).

При расчете конструкций из тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов, для которых расчетное сопротивление бетона принято с учетом коэффициента условий работы $\gamma_{b2} < 1$

Таблица 1.33. **Коэффициент условий работы арматуры γ_{s9} в элементах из ячеистого бетона**

Защитное покрытие	Поверхность арматуры	
	гладкая	периодического профиля
Цементно-полистирольное, латексно-минеральное	1	1
Цементно-битумное (холодное) при диаметре арматуры, мм:		
6 и более	0,7	1
менее 6	0,7	0,7
Битумно-силикатное (горячее)	0,7	0,7
Битумно-глинистое	0,5	0,7
Сланцевобитумное цементное	0,5	0,5

(см. поз. 2 табл. 1.19), допускается при соблюдении соответствующих конструктивных требований (постановка хомутов) принимать значения R_{sc} равными для арматуры класса A-IV — 450 МПа, для арматуры классов Ат-IVC, A-V, Ат-V, A-VI, Ат-VI, B-II, Bp-II, K-7 и K-19 — 500 МПа.

При отсутствии сцепления арматуры с бетоном значение R_{sc} принимают равным нулю.

Расчетное сопротивление арматуры для предельных состояний первой группы снижают (или повышают) путем умножения на соответствующие коэффициенты условий работы γ_s, учитывающие возможность неполного или более полного использования прочностных характеристик арматуры в связи с неравномерным распределением напряжений в сечении, условиями анкеровки, наличием загибов, характером диаграммы растяжения стали, изменением ее свойств в зависимости от условий работы конструкции и т. п.

Расчетные сопротивления арматуры для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$ вводят в расчет с коэффициентом условий работы $\gamma_s = 1$.

Таблица 1.34. **Модуль упругости арматуры E_s**

Класс арматуры	E_s, МПа
A-I, A-II, Ac-II	210 000
A-III	200 000
A-IIIв	180 000
A-IV, A-V, A-VI, Ат-IIIC, Ат-IVC, Ат-IVK, Ат-V, Ат-VI	190 000
B-II, Bp-II	200 000
K-7, K-19	180 000
Bp-I	170 000

Расчетное сопротивление поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) на действие поперечных сил R_{sw} снижают путем умножения на коэффициенты условий работы: γ_{s1} — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения напряжений в арматуре по длине наклонного сечения, и γ_{s2} — коэффициент, учитывающий возможность хрупкого разрушения сварного соединения стержневой арматуры класса Ат-IIIC диаметром менее $^1/_3$ диаметра продольных стержней и проволочной арматуры класса Bp-I в сварных каркасах.

Расчетные сопротивления растяжению поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) с учетом указанных выше коэффициентов условий работы R_{sw} приведены в табл. 1.28 и 1.29. Кроме того, расчетные сопротивления R_s, R_{sc} и R_{sw} в соответствующих случаях следует умножать на коэффициенты условий работы $\gamma_{s3}...\gamma_{s9}$ (табл. 1.30...1.33).

Модуль упругости арматуры E_s принимают по табл. 1.34.

Значения коэффициентов температурного расширения $\alpha_{s,T}$ принимают равными для углеродистой стали $11 \cdot 10^{-6}$, низколегированной $11{,}5 \cdot 10^{-6}$.

ГЛАВА 2. ОСНОВНЫЕ РАСЧЕТНЫЕ ПОЛОЖЕНИЯ. ОПРЕДЕЛЕНИЕ НАПРЯЖЕНИЙ В ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННЫХ ЭЛЕМЕНТАХ

Основные расчетные положения

Бетонные и железобетонные конструкции рассчитывают по несущей способности (предельные состояния первой группы) и по пригодности к нормальной эксплуатации (предельные состояния второй группы).

Расчет по предельным состояниям первой группы должен обеспечивать конструкцию от хрупкого, вязкого и иного характера разрушения (расчет по прочности с учетом в необходимых случаях прогиба конструкции перед разрушением), от потери устойчивости формы конструкции (расчет на устойчивость тонкостенных конструкций и т. п.) или ее положения (расчет на опрокидывание и скольжение подпорных стен, внецентренно-нагруженных высоких фундаментов, расчет на всплывание заглубленных или подземных резервуаров, насосных станций и т. п.), от усталостного разрушения (расчет на выносливость конструкций, находящихся под воздействием многократно повторяющейся нагрузки — подвижной или пульсирующей: подкрановых балок, шпал, рамных фундаментов и перекрытий под некоторые неуравновешенные машины и т. п.), от разрушения под совместным воздействием силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды (периодического или

постоянного воздействия агрессивной среды, действия попеременного замораживания и оттаивания и т. п.).

Расчет по предельным состояниям второй группы должен обеспечивать конструкцию от образования трещин, а также их чрезмерного или продолжительного раскрытия (если по условиям эксплуатации образование или продолжительное раскрытие трещин недопустимо), от чрезмерных перемещений (прогибов, углов поворота, углов перекоса и колебаний).

Проверка заданного сечения по несущей способности состоит в том, что по заданным прочностным и деформативным характеристикам материалов, размерам бетонного сечения и площади арматуры определяют (по соответствующим формулам предельных состояний первой группы) минимально возможную (предельную) несущую способность сечения элемента. Несущая способность сечения считается достаточной, если удовлетворяются неравенства типа

$$M \leqslant M_u \qquad (2.1)$$

или

$$N \leqslant N_u, \qquad (2.2)$$

где M и N — расчетные (максимально возможные) изгибающие моменты (при изгибе) и продольные усилия (при сжатии или растяжении); M_u и N_u — предельные (минимально возможные) несущие способности сечения элемента, подвергающегося изгибу и сжатию или растяжению.

Подбор сечений состоит в том, что из равенства типа

$$M = M_u \qquad (2.3)$$

или

$$N = N_u \qquad (2.4)$$

определяют размеры бетонного сечения и площадь арматуры. При этом задаются прочностными и деформативными характеристиками материалов и некоторыми из искомых величин (например, определяют сечение арматуры, задаваясь размерами бетонного сечения).

В случае воздействия поперечной силы, крутящего момента и т. п. составляются выражения, аналогичные неравенствам (2.1) и (2.2) или равенствам (2.3) и (2.4).

Расчет по предельным состояниям конструкции в целом, а также отдельных ее элементов производят, как правило, для всех стадий: изготовления, транспортирования, возведения и эксплуатации, при этом расчетные схемы должны отвечать принятым конструктивным решениям.

По раскрытию трещин и по деформациям железобетонные конструкции можно не рассчитывать, если на основании опытной проверки или практики применения таких конструкций установлено, что ширина раскрытия в них трещин на всех стадиях не превышает предельно допустимых величин и жесткость конструкции в стадии эксплуатации достаточна.

Конструкции рассчитывают на силовые воздействия, под которыми понимаются как непосредственно силовые воздействия от нагрузок, так и воздействия от смещения опор, изменения температуры, усадки и других подобных явлений, вызывающих реактивные силы.

В зависимости от продолжительности действия нагрузки подразделяют на постоянные и временные, последние, в свою очередь,— на длительные, кратковременные и особые. При этом к длительным при расчете по предельным состояниям второй группы относят часть полной величины кратковременных нагрузок, а вводимую в расчет кратковременную принимают уменьшенной на величину, учтенную в длительной нагрузке.

Основными характеристиками нагрузок (воздействий) являются их нормативные значения, устанавливаемые на основании заранее заданной вероятности превышения средних значений нагрузок или принимаемые равными их номинальным значениям. Нормативные величины нагрузок и воздействий и их классификация устанавливаются главой СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия».

Для непосредственного расчета конструкций используют не нормативные, а расчетные значения нагрузок, которые определяют путем умножения нормативных значений на коэффициенты надежности по назначению конструкций γ_n и по нагрузке γ_f.

Коэффициент надежности по назначению конструкций γ_n учитывает степень ответственности и капитальности зданий и сооружений (их класс) и принимается равным: для класса I — 1, для класса II — 0,95, для класса III — 0,9; для временных зданий и сооружений со сроком службы до 5 лет принимают $\gamma_n = 0{,}8$. Подразделение зданий и сооружений по классам ответственности приведено в «Правилах учета степени ответственности зданий и сооружений при проектировании конструкций» (Бюллетень строительной техники 1981, № 7).

Коэффициенты надежности по нагрузке γ_f учитывают возможное отклонение нагрузок в неблагоприятную (бо́льшую или меньшую) сторону от их нормативных значений. Значения коэффициентов γ_f для расчета конструкций по предельным состояниям первой группы устанавливаются СНиП II-6-74. Для расчета конструкций по предельным состояниям второй группы принимают, как правило, $\gamma_f = 1$.

При расчете элементов сборных конструкций на воздействие усилий, возникающих при их подъеме, транспортировании и монтаже, нагрузку от веса элемента вводят в расчет с коэффициентом динамичности равным 1,6 — при транспортировании; 1,4 — при монтаже. В этом случае коэффициент надежности по нагрузке для веса элемента принимают равным единице.

Усилия в статически неопределимых железобетонных конструкциях от нагрузок и вынужденных перемещений (вследствие изменения температуры, влажности воздуха, смещения опор и т. п.) при расчете по предельным состояниям первой и второй группы определяют, как правило, с учетом неупругих деформаций бетона и арматуры и наличия трещин, а также с учетом в необходимых случаях деформированного состояния как отдельных элементов, так и конструкции.

Для конструкций, методика расчета которых с учетом неупругих свойств железобетона не разработана, а также для промежуточных

Таблица 21. **Категория требований к трещиностойкости железобетоинных конструкций и предельно допустимая ширина непродолжительного и продолжительного раскрытия трещин $a_{crc,sh}$ и $a_{crc,l}$**

Условия работы конструкций		Вид арматуры			
		Стержневая классов А-I, А-II, Ас-II, А III, Ат IIIC, А-IIIВ	Стержневая классов А-IV, Ат IVC, Ат-IVK, А-V, Ат-V, проволочная класса Вр I	Стержневая классов А-VI, Ат-VI, проволочная классов В-II, Вр-II при диаметре проволоки 4 мм и более, классов К 7 и К-19 при диаметре наружной проволоки 3,5 мм и более	Проволочная классов В-II и Вр-II при диаметре проволоки 3 мм, класса К-7 при диаметре проволоки 3 мм и менее
1. Элементы, воспринимающие давление жидкостей или газов, а также эксплуатируемые в грунте ниже уровня грунтовых вод	при полностью растянутом сечении	3-я категория, $a_{crc,sh} = 0{,}2$ мм, $a_{crc,l} = 0{,}1$ мм,	1-я категория	1-я категория	1-я категория
	при частично сжатом сечении	3-я категория, $a_{crc,sh} = 0{,}3$ мм, $a_{crc,l} = 0{,}2$ мм,	3-я категория, $a_{crc,sh} = 0{,}3$ мм, $a_{crc,l} = 0{,}2$ мм	2-я категория, $a_{crc,sh} = 0{,}1$ мм	1-я категория
2 Элементы хранилищ сыпучих тел, непосредственно воспринимающие их давление		3-я категория, $a_{crc,sh} = 0{,}3$ мм, $a_{crc,l} = 0{,}2$ мм	3-я категория, $a_{crc,sh} = 0{,}3$ мм, $a_{crc,l} = 0{,}2$ мм,	2-я категория, $a_{crc,sh} = 0{,}1$ мм	2-я категория, $a_{crc,sh} = 0{,}05$ мм
3. Прочие элементы, эксплуатируемые	а) на открытом воздухе, а также в грунте выше уровня грунтовых вод	3-я категория, $a_{crc,sh} = 0{,}4$ мм, $a_{crc,l} = 0{,}3$ мм	3-я категория, $a_{crc,sh} = 0{,}4$ мм, $a_{crc\,l} = 0{,}3$ мм	2-я категория, $a_{crc,sh} = 0{,}15$ мм	2-я категория; $a_{crc,sh} = 0{,}05$ мм
	б) в закрытом помещении	3-я категория, $a_{crc,sh} = 0{,}4$ мм, $a_{crc,l} = 0{,}3$ мм	3-я категория, $a_{crc,sh} = 0{,}4$ мм, $a_{crc,l} = 0{,}3$ мм	3-я категория, $a_{crc,sh} = 0{,}15$ мм, $a_{crc,l} = 0{,}1$ мм	2-я категория, $a_{crc,sh} = 0{,}15$ мм

Примечания 1 Для конструкций, рассчитываемых на выносливость, предельно допустимую ширину раскрытия трещин принимают равной соответствующим значениям ширины продолжительного раскрытия трещин $a_{crc,l}$

2 При использовании канатов класса К-7 диаметр проволоки принимают равным $^1/_3$ диаметра каната

Таблица 2.2. **Нагрузки, коэффициенты надежности по нагрузке γ_f и коэффициенты точности натяжения γ_{sp} при расчете по предельным состояниям второй группы**

Категория требований к трещиностойкости железобетонных конструкций	Предельное состояние				
	по образованию трещин	по раскрытию трещин		по закрытию трещин	по деформациям
		непродолжительному	продолжительному		
1-я	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки: $\gamma_f > 1$ *; $\gamma_{sp} = 1$ **	—	—	—	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки — когда прогибы ограничены технологическими и конструктивными требованиями; постоянные и длительные нагрузки — когда прогибы ограничены эстетическими требованиями; $\gamma_f = 1$; $\gamma_{sp} = 1$
2-я	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки; $\gamma_f > 1$ *, $\gamma_{sp} < 1$ ** — когда расчет производят для выяснения необходимости проверки по непродолжительному раскрытию трещин и по их закрытию: $\gamma_f = 1$, $\gamma_{sp} = 1$ — когда расчет производят для выяснения случая расчета по деформациям	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки $\gamma_f = 1$ $\gamma_{sp} = 1$	—	Постоянные и длительные нагрузки при $\gamma_f = 1$, $\gamma_{sp} < 1$ — когда проверяют условие (4.106) Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки при $\gamma_f = 1$, $\gamma_{sp} = 1$ — когда проверяют условие (4.111)	
3-я	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки; $\gamma_f = 1$; $\gamma_{sp} = 1$ (расчет производят для выяснения необходимости проверки по раскрытию трещин и для выявления случая расчета по деформациям)	Постоянные, длительные и кратковременные нагрузки; $\gamma_f = 1$ $\gamma_{sp} = 1$	Постоянные и длительные нагрузки; $\gamma_f = 1$, $\gamma_{sp} = 1$		

* Коэффициент надежности по нагрузке γ_f принимают как при расчете по прочности.

** При проверке зоны, растянутой от усилий обжатия, $\gamma_{sp} > 1$.

Примечания: 1. Длительные и кратковременные нагрузки принимают с учетом указаний СНиП II-6-74.

2 Особые нагрузки учитывают в расчете по образованию трещин в тех случаях, когда наличие трещин приводит к катастрофическому положению (взрыв, пожар и т. п.).

3. При действии многократно повторяющихся нагрузок принимают те же коэффициенты надежности по нагрузке, что и при расчете на выносливость согласно СНиП II-6-74 (т. е. для всех элементов, кроме подкрановых балок, $\gamma_f = 1$).

стадий расчета с учетом неупругих свойств железобетона (итерационные методы, метод поправочных коэффициентов и т. п.) усилия в статически неопределимых конструкциях определяют в предположении их линейной упругости.

К трещиностойкости конструкций (или их частей) предъявляют требования соответствующих категорий в зависимости от условий, в которых работает конструкция, и от вида применяемой арматуры:

а) 1-я категория — не допускается образование трещин;

б) 2-я категория — допускается ограниченное по ширине непродолжительное раскрытие трещин при условии обеспечения их последующего надежного закрытия (зажатия);

в) 3-я категория — допускается ограниченное по ширине непродолжительное и продолжительное раскрытие трещин.

Категории требований к трещиностойкости железобетонных конструкций в зависимости от условий их работы и вида арматуры, а также величины предельно допустимой ширины раскрытия трещин для элементов, эксплуатируемых в условиях неагрессивной среды, приведены в табл. 2.1.

Нагрузки, учитываемые при расчете железобетонных конструкций по образованию трещин, их раскрытию или закрытию, принимают в соответствии с табл. 2.2.

Если в конструкциях или их частях, к трещиностойкости которых предъявляют требования 2-й и 3-й категорий, трещины не образуются при соответствующих нагрузках, указанных в табл. 2.2, их расчет по непродолжительному раскрытию и по закрытию (для 2-й категории) или по непродолжительному и продолжительному раскрытию трещин (для 3-й категории) не производят (под непродолжительным раскрытием трещин понимают их раскрытие при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, а под продолжительным — только постоянных и длительных нагрузок).

Указанные категории требований к трещиностойкости железобетонных конструкций отно-

сятся к нормальным и наклонным к продольной оси элемента трещинам. Если рассматриваются нормальные трещины, категории требований к трещиностойкости различных зон по высоте сечения элемента устанавливают по виду и классу продольной арматуры рассматриваемой зоны, если наклонные — по виду и классу поперечной и отогнутой арматуры, а при расположении продольной арматуры в стенке двутаврового и таврового сечения — также по виду и классу этой продольной арматуры

Во избежание раскрытия продольных трещин должны приниматься конструктивные меры (установка соответствующей поперечной арматуры) и, кроме того, значения сжимающих напряжений в бетоне в стадии предварительного обжатия должны быть ограничены

На концевых участках предварительно напряженных элементов с арматурой без анкеров в пределах длины зоны передачи напряжений при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, вводимых в расчет с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$, образование трещин не допускается Это требование можно не учитывать для части сечения, расположенной по его высоте от уровня центра тяжести приведенного сечения до растянутой от действия усилия предварительного обжатия грани, если в этой части сечения отсутствует напрягаемая арматура без анкеров, а длина зоны передачи напряжений не превышает $2h_0$ (где h_0 определяют по сечению у грани опоры)

В случае, если сжатая при эксплуатационных нагрузках зона предварительно напряженных элементов не обеспечена расчетом в стадии изготовления, транспортирования и возведения от образования трещин, нормальных к продольной оси, следует учитывать снижение трещиностойкости растянутой при эксплуатации зоны элементов, а также увеличение их кривизны Для элементов, рассчитываемых на воздействие многократно-повторяющейся нагрузки, образование таких трещин не допускается

Для железобетонных слабоармированных элементов, характеризуемых тем, что их несущая способность исчерпывается одновременно с образованием трещин в бетоне растянутой зоны, площадь сечения продольной растянутой арматуры должна быть увеличена по сравнению с требуемой из расчета по прочности не менее чем на 15 %

Прогибы элементов железобетонных конструкций не должны превышать предельных допустимых величин, устанавливаемых с учетом требований

технологических (условия нормальной работы кранов, технологических установок, машин и т п),

конструктивных (влияние соседних элементов, ограничивающих деформации, необходимость выдерживания заданных уклонов и т. п),

эстетических (впечатление людей о пригодности конструкции)

Значения предельно допустимых прогибов, обусловленных технологическими и конструктивными требованиями, приведены в табл. 2.3, поз *1* и *5*, эстетическими — в табл 2 3, поз. *2* .*4* Нагрузки, учитываемые при определении прогибов, принимают в соответствии с табл 2 2 Для железобетонных элементов, выполняемых со строительным подъемом, значения предельных допустимых прогибов могут быть увеличены, если это не ограничивается технологическими или конструктивными требованиями, на высоту строительного подъема. Значения предельно допустимых прогибов для случаев, не предусмотренных табл 2 3, устанавливаются специальными требованиями, но при этом не должны превышать $^1/_{150}$ пролета и $^1/_{75}$ вылета консоли

Таблица 23 **Предельные прогибы железобетонных элементов**

Элементы конструкций	Предельно допустимые прогибы
1 Подкрановые балки при кранах	
а) ручных	$l/500$
б) электрических	$l/600$
2. Перекрытия с плоским потолком и элементы покрытия (кроме указанных в поз 4) при пролетах	
а) $l < 6$ м	$l/200$
б) 6 м $\leqslant l \leqslant$ 7,5 м	3 см
в) $l >$ 7,5 м	$l/250$
3 Перекрытия с ребристым потолком и элементы лестниц при пролетах	
а) $l <$ 5 м	$l/200$
б) 5 м $\leqslant l \leqslant$ 10 м	2,5 см
в) $l >$ 10 м	$l/400$
4 Элементы покрытия сельскохозяйственных зданий производственного назначения при пролетах	
а) $l < 6$ м	$l/150$
б) 6 м $\leqslant l \leqslant$ 10 м	4 см
в) $l >$ 10 м	$l/250$
5 Навесные стеновые панели (при расчете из плоскости) при пролетах	
а) $l < 6$ м	$l/250$
б) 6 м $\leqslant l \leqslant$ 7,5 м	3 см
в) $l >$ 7,5 м	$l/250$

Примечание l — пролет балок или плит, для консолей — $l = 2l_c$, где l_c — вылет консоли

Если в нижележащих помещениях с гладким потолком имеются расположенные поперек пролета элемента l постоянные перегородки, не являющиеся опорами, с расстоянием между ними l_d, то прогиб элемента в пределах этого расстояния (отсчитываемый от линии, соединяющей верхние точки осей перегородок) может быть до $^1/_{200}$ l_d, при этом предельный прогиб всего элемента должен быть не более $^1/_{150}l$

Для несвязанных с соседними элементами железобетонных плит перекрытий, лестничных маршей, площадок и т. п. выполняют дополнительную проверку по зыбкости, при этом добавочный прогиб от непродолжительно

действующей сосредоточенной нагрузки 10 кН при наиболее невыгодной схеме ее приложения должен быть не более 0,7 мм.

При расчете перекрытия по предельным состояниям второй группы вес расположенных на нем перегородок учитывают следующим образом: нагрузку от веса жестких перегородок (например, железобетонных сборных, выполняемых из горизонтальных элементов, железобетонных и бетонных монолитных, каменных и т. п.) принимают сосредоточенной по концам перегородки, а при наличии проемов — и у краев проемов; для прочих перегородок 60 % их веса принимают распределенным по длине перегородки (на участках между проемами), а 40 % — сосредоточенным по концам перегородки и у краев проемов.

Распределение местной нагрузки между элементами сборных перекрытий, выполняемых из многопустотных или сплошных плит при условии обеспечения качественной заливки швов между плитами, производят с учетом следующих специальных правил.

А. При расчете по предельным состояниям первой и второй групп принимают следующее распределение нагрузки от веса перегородок, расположенных вдоль пролета одинаковых по сечению плит:

если перегородка расположена в пределах одной плиты, то на эту плиту передают 50 % веса перегородки, а по 25 % ее веса передают на две смежные плиты;

если перегородка опирается на две соседние плиты, то вес перегородки распределяют поровну между ними;

Б. При расчете по предельным состояниям второй группы местные сосредоточенные нагрузки, расположенные в пределах средней трети пролета плиты, распределяют на ширину, не превышающую длины этого пролета; при расчете по предельным состояниям первой группы такое распределение сосредоточенных нагрузок может быть допущено лишь при условии соединения шпонками смежных плит по длине.

Определение напряжений в предварительно напряженных элементах

Предварительное напряжение железобетонных элементов применяют в целях снижения расхода стали путем использования арматуры высокой прочности, увеличения сопротивления элементов образованию трещин в бетоне и ограничения их раскрытия, повышения жесткости и уменьшения деформаций элементов, обжатия стыков сборных конструкций, повышения выносливости конструкций, работающих под воздействием многократно повторяющейся нагрузки, уменьшения расхода бетона и снижения массы конструкций за счет применения бетонов высокой прочности.

Предварительное напряжение создают натяжением арматуры на упоры формы или стенда и на затвердевший бетон. Натяжение арматуры на упоры выполняют механическим, электротермическим или электротермомеханическим способом, на бетон — только механическим.

При натяжении на упоры применяют стержневую арматуру, высокопрочную проволоку в виде пакетов и арматурные канаты, при натяжении на бетон — высокопрочную проволоку в виде пучков и арматурные канаты. Кроме того, проволока и арматурные канаты небольших диаметров могут натягиваться на упоры форм или бетон путем непрерывной намотки.

Предварительные напряжения в напрягаемой арматуре, принимаемые в расчете

При расчете предварительно напряженных железобетонных элементов в расчетные формулы вводят предварительные растягивающие напряжения напрягаемой арматуры σ_{sp} и σ'_{sp}, действующие до обжатия элемента либо при снижении до нуля напряжений в бетоне. Такое снижение напряжений (во всем сечении или только на уровне растянутой арматуры) может вызываться воздействием на элемент внешних фактических или условных сил. При указанных напряжениях напрягаемой арматуры и нулевом напряжении бетона всего поперечного сечения состояние этого сечения принимают за исходное, используемое при выводе расчетных формул.

Значения предварительного напряжения назначают с учетом механических свойств арматурной стали, при этом они не должны быть выше вполне определенных регламентируемых нормами значений, так как появление пластических деформаций сопровождается необратимыми потерями напряжений, соответствующими остаточным деформациям арматуры.

Значения предварительного напряжения напрягаемой арматуры S и S', создаваемые в ней или способные возникнуть в процессе ее натяжения, назначают таким образом, чтобы выполнялись условия:

$$\sigma_{sp}(\sigma'_{sp}) + \Delta\sigma_{sp} \leqslant R_{s,ser}; \qquad (2.5)$$

$$\sigma_{sp}(\sigma'_{sp}) - \Delta\sigma_{sp} \geqslant 0{,}3R_{s,ser}, \qquad (2.6)$$

где $\Delta\sigma_{sp}$ — допустимые отклонения предварительного напряжения, МПа.

Значение $\Delta\sigma_{sp}$ при механическом способе натяжения арматуры принимают равным $0{,}05\sigma_{sp}$ (σ'_{sp}), а при электротермическом способе натяжения определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp} = 30 + 360/l, \qquad (2.7)$$

где l — длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров), м.

При электротермическом способе натяжения σ_{sp} (σ'_{sp}) назначают с учетом допустимых температур нагрева в соответствии с «Руководством по технологии изготовления предварительно напряженных железобетонных конструкций». В случае отсутствия данных о технологии изготовления конструкций σ_{sp} (σ'_{sp})

принимают не более 700 МПа При наличии перегибов проволочной арматуры напряжения σ_{sp} (σ'_{sp}) не должны превышать $0{,}7R_{s,ser}$

Максимальные предварительные напряжения арматуры органичены в связи с опасностью обрыва при натяжении или развития недопустимых неупругих деформаций. Минимальные напряжения приняты из условия обеспечения проектного положения натягиваемой арматуры и ограничения чрезмерного раскрытия трещин в бетоне (в случае их образования)

При расчете предварительно напряженных элементов следует учитывать потери предварительного напряжения арматуры

При натяжении арматуры на упоры учитывают потери:

а) первые — от релаксации напряжений в арматуре, температурного перепада, деформации анкеров, трения арматуры об огибающие приспособления, деформации форм (при неодновременном натяжении арматуры на формы), быстронатекающей ползучести бетона,

б) вторые — от усадки и ползучести бетона

Потери от температурного перепада следует учитывать при натяжении арматуры на неподвижные упоры, расстояние между которыми не меняется в процессе прогрева бетона (упоры стенда)

При натяжении арматуры на бетон учитывают потери

в) первые — от деформации анкеров, трения арматуры о стенки каналов или поверхность бетона элемента,

г) вторые — от релаксации напряжений в арматуре, усадки и ползучести бетона, смятия бетона под витками арматуры, деформации стыков между блоками (для элементов, состоящих из блоков)

Потери предварительного напряжения арматуры определяют по табл 2 4, при этом суммарную величину потерь при проектировании конструкций принимают не менее 100 МПа

При определении потерь предварительного напряжения от усадки и ползучести бетона по поз 8 и 9 табл 2 4 должны учитываться следующие указания

а) если заранее известен срок загружения элемента (например, при контрольных заводских испытаниях), потери от усадки и ползучести бетона умножают на коэффициент φ_t, определяемый по формуле

$$\varphi_t = \frac{4t}{100 + 3t}, \qquad (2.8)$$

где t — время, сутки, отсчитываемое при определении потерь от ползучести — со дня обжатия бетона, от усадки — со дня окончания бетонирования

При проектировании стропильных балок и ферм, ригелей перекрытия массового заводского изготовления потери от усадки и ползучести умножаются на коэффициент φ_t при $t = 65$ суток,

б) для элементов, предназначенных для эксплуатации при влажности воздуха окружающей среды ниже 40 %, потери от усадки и ползучести бетона увеличиваются на 25 %, за исключением элементов, предназначенных для эксплуатации в климатическом подрайоне IVA в соответствии с главой СНиП II-1-82 «Строительная климатология и геофизика», не защищенных от солнечной радиации, для которых указанные потери увеличивают на 50 %,

в) допускается использовать более точные методы для определения величин потерь от усадки и ползучести бетона, если известны сорт цемента, состав бетона, условия изготовления и эксплуатации элемента и т п

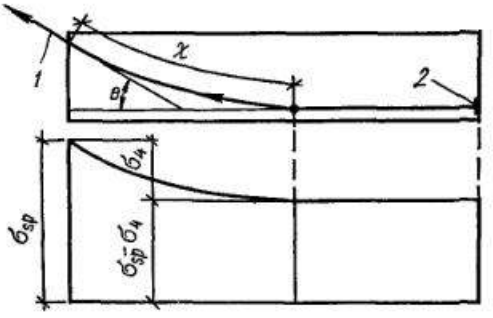


Рис 2 1 Схема изменения напряжений в арматуре при наличии трения арматуры о стенки каналов, о поверхность бетона или об огибающие приспособления

1 — натяжное устройство, *2* — анкер, σ_4 — потери напряжений от трения

Таким образом, как это видно из сопоставления приведенных выше материалов с соответствующими материалами нормативных документов, действовавших до 1977 г , теперь мы располагаем более полными рекомендациями по определению потерь Так, в частности, уточнена оценка потерь при электротермическом способе натяжения арматуры, от температурного перепада, деформаций анкеров, расположенных у натяжных устройств, и деформаций обжатия стыков между блоками Предусмотрен учет потерь, вызываемых деформациями стальных форм при изготовлении элементов, а также потерь от трения арматуры об огибающие приспособления при натяжении отогнутой арматуры Введены ранее отдельно не учитывавшиеся потери напряжений от быстронатекающей ползучести, позволяющие более обоснованно оценивать напряженное состояние бетона непосредственно после его обжатия Существенно расширены рекомендации по определению потерь от усадки и ползучести бетона

Величину предварительного напряжения в арматуре σ_{sp} (σ'_{sp}) вводят в расчет с коэффициентом точности натяжения арматуры

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}. \qquad (2.9)$$

Знак «+» принимают при неблагоприятном влиянии предварительного напряжения (т е на данной стадии работы конструкции или на рассматриваемом участке элемента предварительное напряжение снижает несущую способность, способствует образованию трещин и т. д.), знак «—» — при благоприятном

Значение $\Delta\gamma_{sp}$ при механическом способе натяжения арматуры принимают равным 0,1,

Таблица 2.4. **Потери предварительного напряжения арматуры**

Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения арматуры	Величина потерь, МПа, при натяжении арматуры	
	на упоры	на бетон
	А. Первые потери	
1. Релаксация напряжений арматуры: при механическом способе натяжения:		
а) проволочной	$(0{,}22\sigma_{sp}/R_{s,ser} - 0{,}1)\,\sigma_{sp}$	—
б) стержневой	$0{,}1\sigma_{sp} - 20$	—
при электротермическом и электротермомеханическом способах натяжения:		
а) проволочной	$0{,}05\sigma_{sp}$	—
б) стержневой	$0{,}03\sigma_{sp}$	—
	Здесь σ_{sp} принимаются без учета потерь, МПа	
	Для арматуры классов А-III, Ат-IIIС и А-IIIв потери от релаксации равны нулю. Если вычисленные значения потерь от релаксации напряжений оказываются отрицательными, их следует принимать равными нулю	
2. Температурный перепад (разность температур натянутой арматуры в зоне нагрева и устройства, воспринимающего усилие натяжения при прогреве бетона)	Для бетонов классов $B15...B40$ $1{,}25\Delta t$;	—
	для бетонов класса $B45$ и выше $1{,}0\Delta t$,	—
	где Δt — разность между температурой нагреваемой арматуры и неподвижных упоров (вне зоны нагрева), воспринимающих усилие натяжения, град. Расчетная величина Δt при отсутствии точных данных принимается равной 65 °С	
	При подтяжке напрягаемой арматуры в процессе термообработки на величину, компенсирующую потери от температурного перепада, последние принимают равными нулю	
3. Деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств	$\frac{\Delta l}{l} E_s$,	$\frac{\Delta l_1 + \Delta l_2}{l} E_s$,
	где Δl — обжатие опрессованных шайб, смятие высаженных головок, принимаемое равным 2 мм; смещение стержней в инвентарных зажимах, определяемое по формуле $\Delta l = 1{,}25 + 0{,}15d$, где d — диаметр стержня, мм; l — длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров формы или стенда), мм	где Δl_1 — обжатие шайбы или прокладок, расположенных между анкерами и бетоном элемента, принимаемое равным 1 мм; Δl_2 — деформация анкеров стаканного типа, колодок с пробками, анкерных гаек и захватов, принимаемая равной 1 мм; l — длина натягиваемого стержня, мм (длина элемента)
	При электротермическом способе натяжения потери от деформаций анкеров в расчете не учитывают, так как они учтены при определении величины полного удлинения арматуры	
	Величины Δl, Δl_1 и Δl_2 допускается определять в соответствии с «Руководством по технологии изготовления предварительно напряженных железобетонных конструкций» или другими инструктивными материалами либо назначать по данным испытаний конкретных анкеров	
4. Трение арматуры: а) о стенки каналов или о поверхность бетона конструкций	—	$\sigma_{sp}\left(1 - \frac{1}{e^{\omega\chi + \delta\theta}}\right)$,
		где σ_{sp} — принимается без учета потерь; e — основание натуральных

Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения арматуры	Величина потерь, МПа, при натяжении арматуры	
	на упоры	на бетон
		логарифмов; ω и δ — коэффициенты, определяемые по табл. 2.5; χ — длина участка от натяжного устройства до расчетного сечения, м; θ — суммарный угол поворота оси арматуры, рад (рис. 2.1)
б) об огибающие приспособления	$\sigma_{sp} = \left(1 - \frac{1}{e^{\delta\theta}}\right)$ где σ_{sp} — принимается без учета потерь; e — основание натуральных логарифмов; δ — коэффициент, принимаемый равным 0,25; θ — суммарный угол поворота оси арматуры, рад	
5. Деформации стальной формы при неодновременном натяжении арматуры на форму	$\eta \frac{\Delta l}{l} E_s$, где η — коэффициент, определяемый по формулам: при натяжении арматуры домкратами $\eta = \frac{n-1}{2n}$; при натяжении арматуры намоточной машиной электротермомеханическим способом (50 % усилия создается грузом) $\eta = \frac{n-1}{4n}$; Δl — сближение упоров по линии действия усилия P_0, определяемое из расчета деформаций формы; l — расстояние между наружными гранями упоров; n — число групп стержней, натягиваемых неодновременно При отсутствии данных о технологии изготовления и конструкции форм потери предварительного напряжения от деформации форм принимают равными 30 МПа При электротермическом способе натяжения потери от деформаций форм в расчете не учитывают, так как они учтены при определении величины полного удлинения арматуры	
6. Быстронатекающая ползучесть	$40 * \sigma_{bp}/R_{bp}$ при $\sigma_{bp}/R_{bp} \leqslant \alpha$; $40 * \alpha + 90\beta (\sigma_{bp}/R_{bp} - \alpha)$ при $\sigma_{bp}/R_{bp} > \alpha$, где α и β — коэффициенты, принимаемые равными для передаточной прочности бетона R_{bp}: 30 и выше $\alpha = 0{,}75$; $\beta = 1{,}2$; 25 $\alpha = 0{,}70$; $\beta = 1{,}85$; 20 $\alpha = 0{,}65$; $\beta = 2{,}5$; 15 и ниже $\alpha = 0{,}5$; $\beta = 2{,}5$; σ_{bp} — напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия, определяе-	

* Для легкого бетона при передаточной прочности 15 и ниже значение множителя принимается равным 60.

Продолжение табл. 2.4

Факторы, вызывающие потери предварительного напряжения арматуры	Величина потерь, МПа, при натяжении арматуры	
	на упоры	на бетон
	мые на уровне центров тяжести сечения продольной арматуры S и S' с учетом потерь по поз. *1—5*. При растягивающих напряжениях σ_{bp} потери от быстронатекающей ползучести принимаются равными нулю Для бетона, подвергнутого тепловой обработке, величину потерь умножают на 0,85	
	Б. Вторые потери	
7. Релаксация напряжений арматуры: а) проволочной		$(0{,}22\sigma_{sp}/R_{s,ser} - 0{,}1)\ \sigma_{sp}$
б) стержневой		$0{,}1\sigma_{sp} - 20$ (см. пояснения к поз. 1)
8. Усадка бетона классов: *B*35 и ниже	40	30
*B*40	50	35
*B*45 и выше	60	40
	Для бетона, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении, величина потерь умножается на 0,85 Для мелкозернистого бетона группы А величина потерь умножается на 1,3, группы Б — на 1,5 Для легкого бетона при мелком плотном заполнителе величина потерь умножается на 1,25, при мелком пористом заполнителе — на 1,7	Независимо от вида и условий твердения бетона
9. Ползучесть бетона	$150\ \sigma_{bp}/R_{bp}$ при $\sigma_{bp}/R_{bp} \leqslant \alpha$; $300\ (\sigma_{bp}/R_{bp} - 0{,}5\alpha)$ при $\sigma_{bp}/R_{bp} > \alpha$, где α — коэффициент, принимаемый равным 0,75 Для бетона, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении, величина потерь умножается на 0,85 Для мелкозернистого бетона группы А величина потерь умножается на 1,3, группы Б — на 1,5. Для мелкозернистого бетона группы В величина потерь умножается на 0,85. Для легкого бетона при мелком пористом заполнителе величина потерь умножается на 1,2	
10. Смятие бетона под витками спиральной или кольцевой арматуры (при диаметре конструкций до 3 м)		30
11. Деформации обжатия стыков между блоками (для конструкций, состоящих из блоков)	—	$\frac{n\Delta l}{l} E_s$, где n — число швов конструкции по длине натягиваемой арматуры; Δl — обжатие стыка, принимаемое равным: для стыков, заполненных бетоном — 0,3 мм; при стыковании насухо — 0,5 мм; l — длина натягиваемой арматуры, мм

Примечание. Потери предварительного напряжения в напрягаемой арматуре S' определяют так же, как в арматуре S.

Таблица 2.5. **Значения коэффициентов** ω **и** δ

Условия натяжения	ω	δ при арматуре в виде	
		проволоки, канатов	стержней периодического профиля
1. На упоры	0	0,25	0,25
2. На бетон:			
а) при канале с металлической поверхностью	0,003	0,35	0,4
б) при канале с бетонной поверхностью, образованном жестким каналообразователем, или при бетонной поверхности	0	0,55	0,65
в) при канале с бетонной поверхностью, образованном гибким каналообразователем	0,0015	0,55	0,65

при электротермическом

$$\Delta\gamma_{sp} = 0{,}5\,\frac{\Delta\sigma_{sp}}{\sigma_{sp}}\left(1+\frac{1}{\sqrt{n_p}}\right), \qquad (2.10)$$

но не более 0,05 при $R_{bt,ser}W_{pl}/M_{rp}$ менее 0,25; 0,1 при $R_{bt,ser}W_{pl}/M_{rp}$ от 0,25 до 0,4; 0,15 при $R_{bt,ser}W_{pl}/M_{rp}$ более 0,4.

В формуле (2.10) n_p — число стержней напрягаемой арматуры в сечении элемента.

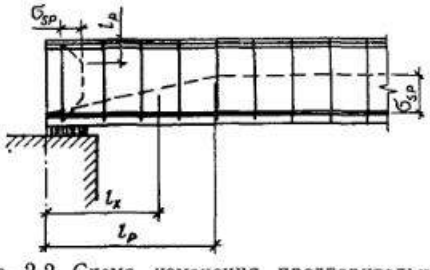


Рис. 2.2. Схема изменения предварительного напряжения в пределах длины зоны анкеровки.

Значение M_{rp} находят по формуле (4.5).

При определении потерь предварительного напряжения арматуры значения $\Delta\gamma_{sp}$ принимают равными нулю.

При расчете по предельным состояниям второй группы значения γ_{sp} принимают в соответствии с табл. 2.2.

Для элементов с напрягаемой арматурой без анкеров на длине зоны передачи напряжений l_p значения σ_{sp} (σ'_{sp}) снижают путем умножения их на отношение l_x/l_p, где l_x — расстояние от начала зоны передачи напряжений до рассматриваемого сечения (рис. 2.2). Значение l_p отыскивают по формуле (5.19).

Усилия предварительного обжатия бетона

Усилие предварительного обжатия P_0, необходимое при определении напряжений в бетоне, а также при расчете по образованию, раскрытию и закрытию трещин в предварительно напряженных железобетонных элементах,

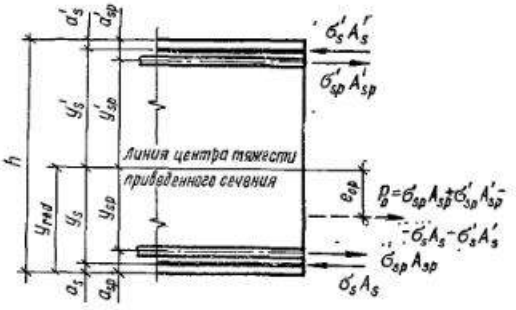


Рис. 2.3. Схема усилий предварительного напряжения арматуры в поперечном сечении железобетонного элемента.

и эксцентриситет приложения указанного усилия e_{0p} относительно центра тяжести приведенного сечения (рис. 2.3):

$$P_0 = \sigma_{sp}A_{sp} + \sigma'_{sp}A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s; \qquad (2.11)$$

$$e_{0p} = \frac{\sigma_{sp}A_{sp}y_{sp} + \sigma'_s A'_s y'_s - \sigma'_{sp}A'_{sp}y'_{sp} - \sigma_s A_s y_s}{P_0}, \qquad (2.12)$$

где σ_s и σ'_s — напряжения в ненапрягаемой арматуре S и S', вызванные усадкой и ползучестью бетона; y_{sp}, y'_{sp}, y_s и y'_s — расстояния от центра тяжести приведенного сечения до точек приложения равнодействующей усилий соответственно в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре S и S'.

Предварительные напряжения σ_{sp} и σ'_{sp} принимают: в стадии изготовления (с учетом подъема и складирования) — с учетом первых потерь; в стадии транспортирования, возведения и эксплуатации — с учетом первых и вторых потерь.

Предварительные сжимающие напряжения в ненапрягаемой арматуре принимают численно равными: в стадии изготовления — потерям напряжений от быстронатекающей ползучести; в стадии транспортирования, возведения и эксплуатации — сумме потерь напряжений от ползучести (в том числе быстронатекающей) и усадки бетона.

Для ненапрягаемой арматуры S', расположенной в растянутой при обжатии зоне, напряжения σ'_s принимают равными нулю.

При криволинейной напрягаемой арматуре величины σ_{sp} и σ'_{sp} умножают соответственно на $\cos\theta$ и $\cos\theta'$, где θ и θ' — углы наклона оси арматуры к оси элемента (для рассматриваемого сечения).

Если площадь сечения всей ненапрягаемой арматуры составляет менее 15 % площади сечения всей напрягаемой арматуры, усилие P_0 в сечении на длине l_p допускается снижать путем непосредственного умножения его на отношение l_x/l_p.

Напряжения в бетоне

Напряжения в бетоне σ_b в сечениях, нормальных к оси элемента, определяют: при расчете на прочность железобетонных элементов, схемы предельных состояний которых еще не установлены или для которых условия наступления предельного состояния не могут быть выражены через усилия в сечении; при назначении наибольших сжимающих напряжений в бетоне в стадии обжатия, гарантирующих от его повреждения или разрушения; при расчете предварительно напряженных железобетонных элементов по образованию наклонных трещин и по закрытию (зажатию) нормальных и наклонных трещин; при расчете железобетонных элементов на многократно повторяющиеся нагрузки; при установлении контролируемых предварительных напряжений в арматуре по окончании натяжения на упоры и при натяжении на затвердевший бетон; при оценке потерь предварительного напряжения от ползучести бетона (в том числе быстронатекающей).

Напряжения в бетоне в рассматриваемом сечении определяют как для упругих материалов по приведенному сечению. При этом усилие предварительного обжатия рассматривают как внешнюю силу.

Для внецентренно-нагруженных и изгибаемых элементов

$$\sigma_b = \frac{P_0}{A_{red}} \pm \frac{P_0 e_{0p} y_i}{I_{red}} \pm \frac{M y_i}{I_{red}} \pm \frac{N}{A_{red}}, \tag{2.13}$$

где y_i — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до рассматриваемых волокон.

При суммировании напряжений используется следующее правило знаков. Если сила N вызывает в рассматриваемых волокнах бетона напряжения такого же знака, как и напряжения, вызванные усилием обжатия P_0, им присваивают знак «+», в противном случае — «—». При действии изгибающего момента $M = Ne_0$ правило знаков остается таким же.

Приведенное сечение включает в себя сечение бетона с учетом ослабления его пазами, каналами и т. п., а также сечение всей продольной (напрягаемой и ненапрягаемой) арматуры, умноженное на отношение соответствующих модулей упругости арматуры и бетона.

Геометрические характеристики приведенного сечения:

$$A_{red} = A_b + \alpha_s A_s + \alpha_s A'_s + \alpha_s A_{sp} + \alpha'_s A'_{sp}; \tag{2.14}$$

$$S_{red} = S_b + \alpha_s A_s a_s + \alpha_s A'_s (h - a'_s) + \alpha_s A_{sp} a_{sp} + \alpha_s A'_{sp} (h - a'_{sp}); \tag{2.15}$$

$$I_{red} = I_b + \alpha_s A_s y_s^2 + \alpha_s A'_s y_s'^2 + \alpha_s A_{sp} y_{sp}^2 + \alpha_s A'_{sp} y_{sp}'^2. \tag{2.16}$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до растянутой грани

$$y_{red} = S_{red}/A_{red}. \tag{2.17}$$

Уменьшение площади сечения бетона за счет каналов, пазов, расположенных внутри арматуры и т. п., можно не учитывать, если общая площадь ослаблений не превышает 3 % площади сечения бетона.

Если общая площадь арматуры составляет не более 2 % площади сечения бетона, значения геометрических характеристик допускается определять относительно центра тяжести бетонного сечения. Если площадь арматуры не более 0,8 % площади сечения бетона, допускается при определении геометрических характеристик приведенного сечения не учитывать арматуру.

В связи с тем что чрезмерное обжатие бетона может вызвать нарушение его структуры (а следовательно и развитие неупругих деформаций и дополнительных потерь предварительного напряжения) и образование продольных трещин в бетоне элемента (а следовательно и нарушение анкеровки предварительно напряженной арматуры), сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия должны быть строго ограничены.

В соответствии с нормами, сжимающие напряжения в бетоне в стадии обжатия σ_{bp} не должны превышать величин (в долях от передаточной прочности R_{bp}), приведенных в табл. 2.6. При более высоких уровнях обжатия бетона значительно возрастают деформации ползучести (развивается нелинейная ползучесть), что приводит к большим потерям предварительного напряжения в напрягаемой арматуре.

Величины σ_{bp} определяют по формуле (2.13) на уровне крайних сжатых волокон бетона с учетом первых потерь (за исключением потерь от быстронатекающей ползучести бетона) и при коэффициенте точности натяжения арматуры γ_{sp}, равном единице. При подсчете σ_{bp} в момент обжатия начальный модуль упругости бетона E_b рекомендуется принимать соответствующим передаточной прочности бетона R_{bp}.

Более низкие напряжения обжатия для элементов с арматурой, натягиваемой на бетон,

Таблица 2.6. **Сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия σ_{bp}/R_{bp}**

Напряженное состояние сечения	Способ натяжения арматуры	Центральное обжатие		Внецентренное обжатие	
		при расчетной зимней температуре наружного воздуха, °С			
		минус 40 и выше	ниже минус 40	минус 40 и выше	ниже минус 40
1. Напряжение σ_{bp} уменьшается или не изменяется при действии внешних нагрузок	На упоры	0,85	0,7	0,95*	0,8
	На бетон	0,7	0,6	0,85	0,7
2. Напряжение σ_{bp} увеличивается при действии внешних нагрузок	На упоры	0,65	0,5	0,7	0,6
	На бетон	0,6	0,45	0,65	0,5

* Для элементов, изготовляемых с постепенной передачей усилий обжатия, при наличии стальных опорных деталей и дополнительной поперечной арматуры, охватывающей все продольные стержни при $A_{w1}/2as_w \geqslant 0{,}5$ % (где A_{w1} и s_w — площадь сечения и шаг огибающего хомута, a — расстояние от равнодействующей усилий в растянутой продольной арматуре до ближайшей грани сечения), на длине не менее длины зоны передачи напряжений l_p и не менее $2h$ допускается принимать значение $\sigma_{bp}/R_{bp} = 1$.

Примечания: 1. Величины σ_{bp}/R_{bp}, указанные в табл. 2.6, для бетона в водонасыщенном состоянии при расчетной температуре воздуха ниже минус 40 °С следует принимать на 0,05 меньше.

2. Расчетные зимние температуры наружного воздуха принимают в соответствии с указаниями главы СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия».

Для легкого бетона классов $B7{,}5...B12{,}5$ значения σ_{bp}/R_{bp} не более 0,4.

приняты по той причине, что значительная часть деформаций усадки может проявиться еще до обжатия бетона, а потери напряжений от быстронатекающей ползучести компенсируются в процессе его обжатия.

Контролируемые напряжения в напрягаемой арматуре

Напряжения $\sigma_{con,1}$ и $\sigma'_{con,1}$ в напрягаемой арматуре S и S', контролируемые по окончании натяжения на упоры, принимают равными σ_{sp} и σ'_{sp} за вычетом потерь по поз. 3 и 4 табл. 2.4.

Напряжения в напрягаемой арматуре S и S', контролируемые в месте приложения натяжного усилия при натяжении арматуры на затвердевший бетон, принимают равными соответственно $\sigma_{con,2}$ и $\sigma'_{con,2}$, определяемым из условия обеспечения в расчетном сечении напряжений σ_{sp} и σ'_{sp} по формулам:

$$\sigma_{con,2} = \sigma_{sp} - \alpha_s \sigma_b; \qquad (2.18)$$

$$\sigma'_{con,2} = \sigma'_{sp} - \alpha_s \sigma'_b, \qquad (2.19)$$

где σ_b и σ'_b — напряжения в бетоне на уровне арматуры S и S' от действия усилия обжатия P_0, определяемого с учетом первых потерь напряжений.

Значения σ_{sp} и σ'_{sp} принимают без учета потерь. При применении в элементе нескольких пучков или стержней арматуры, натягиваемых на бетон неодновременно, контролируемые напряжения в каждом из них рекомендуется определять с учетом влияния упругого обжатия бетона, вызванного усилиями пучков или стержней, натягиваемых позднее.

Контролируемые напряжения в группе арматуры k определяют в этом случае по формуле

$$\sigma_{con,2(k)} = \sigma_{con,2} \pm \alpha_s \sum_{i=1}^{n} \sigma_{b,ki}, \qquad (2.20)$$

где $\sigma_{b,ki}$ — средние по длине арматуры рассматриваемой группы k напряжения в бетоне на уровне ее центра тяжести от упругого обжатия бетона усилием группы арматуры i, натягиваемой позднее; $\sigma_{con,2}$ — напряжения в арматуре группы k, определяемые по формуле (2.18); n — число групп арматуры, натягиваемых позднее группы k.

В формуле (2.20) при сжимающих напряжениях $\sigma_{b,ki}$ принимают знак «+», при растягивающих — «—».

При прямолинейных и параллельных оси элементов пучках (стержнях) и постоянном поперечном сечении элемента величину $\Sigma\sigma_{b,ki}$ определяют по формуле (2.13), где P_0 и e_{0p} — усилие предварительного обжатия и эксцентриситет его приложения только от арматуры, натягиваемой после рассматриваемой группы.

При криволинейных или непараллельных оси элемента пучках средние напряжения в бетоне $\sigma_{b,ki}$ допускается определять как среднее арифметическое напряжений в бетоне по формуле (2.13), в характерных сечениях по длине натягиваемой группы арматуры k (например, на конце и в середине элемента).

Средние напряжения в бетоне для элемента с переменным по длине поперечным сечением

$$\sigma_b = \Sigma\sigma_{bj} l_j / l, \qquad (2.21)$$

где σ_{bj} — средние напряжения в бетоне на участке элемента j, определяемые как для элемента с постоянным сечением, принимаемым по среднему сечению участка; l_j — длина участка элемента j; l — полная длина элемента в пределах рассматриваемого пучка (стержня)

В качестве контролируемых напряжений рекомендуется принимать средние значения для отдельных групп последовательно натягиваемой арматуры.

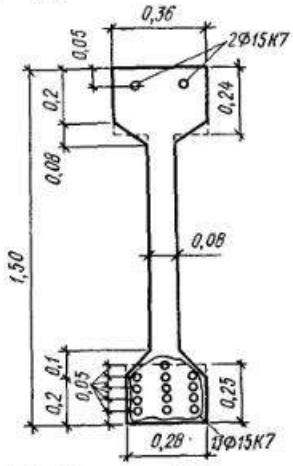


Рис. 2.4. К примеру 2.1 (размеры в м).

Пример 2.1. Дано: свободно опертая балка с поперечным сечением по рис. 2.4; бетон класса $B30$; передаточная прочность бетона $R_{bp} = 28$ МПа; напрягаемая арматура класса К-7 ($R_{s,ser} = 1290$ МПа) площадью сечения: в растянутой зоне $A_{sp} = 18{,}4 \cdot 10^{-4}$ м² (13 ⌀ 15), в сжатой зоне $A'_{sp} = 2{,}83 \cdot 10^{-4}$ м² (2 ⌀ 15); натяжение производится на упоры стенда механическим способом; бетон подвергается пропариванию; закрепление канатов на упорах с помощью инвентарных зажимов; длина стенда 20 м; длина балки $l = 18$ м; вес балки 112 кН.

Требуется определить величину и точку приложения усилия предварительного обжатия с учетом первых потерь напряжения P_{01} и всех потерь P_{02} для сечения в середине пролета, принимая максимально допустимое натяжение арматуры.

Расчет. Определяем геометрические характеристики приведенного сечения, принимая

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1{,}8 \cdot 10^5}{2{,}9 \cdot 10^4} = 6{,}2$$

(площадь сечения конструктивной ненапрягаемой арматуры не учитываем ввиду ее малости).

Для упрощения расчета высоту свесов полки усредняем.

Площадь $A_{red} = A_b + \alpha_s A_{sp} + \alpha_s A'_{sp} =$
$= 1{,}5 \cdot 0{,}08 + 0{,}28 \cdot 0{,}24 + 0{,}2 \cdot 0{,}25 +$
$+ 6{,}2 \cdot 18{,}4 \cdot 10^{-4} + 6{,}2 \cdot 2{,}83 \cdot 10^{-4} = 0{,}25$ м².

Расстояние от центра тяжести сечения арматуры до нижней грани балки

$$a_{sp} = \frac{3(0{,}05 + 0{,}10 + 0{,}15 + 0{,}20) + 1 \cdot 0{,}25}{13} =$$
$$= 0{,}1345 \text{ м}.$$

Статический момент относительно нижней грани балки

$$S_{red} = \frac{0{,}08 \cdot 1{,}5^2}{2} + 0{,}28 \cdot 0{,}24\,(1{,}5 - 0{,}12) +$$
$$+ \frac{0{,}2 \cdot 0{,}25^2}{2} + 6{,}2 \cdot 18{,}4 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}1345 +$$
$$+ 6{,}2 \cdot 2{,}83 \cdot 10^{-4}\,(1{,}5 - 0{,}05) = 0{,}193 \text{ м}^3.$$

Расстояние от центра тяжести сечения до нижней грани:

$$y_{red} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{0{,}193}{0{,}25} = 0{,}772 \text{ м};$$

$$y_{sp} = y_{red} - a_{sp} = 0{,}772 - 0{,}1345 = 0{,}6375 \text{ м};$$

$$y'_{sp} = h - a'_{sp} - y_{red} = 1{,}5 - 0{,}05 -$$
$$- 0{,}772 = 0{,}678 \text{ м}.$$

Момент инерции приведенного сечения

$$I_{red} = I_b + \alpha_s A_{sp} y_{sp}^2 + \alpha_s A'_{sp} y'^2_{sp} =$$
$$= \frac{0{,}08 \cdot 1{,}5^3}{12} + 0{,}08 \cdot 1{,}5\,(0{,}772 - 0{,}75)^2 +$$
$$+ \frac{0{,}28 \cdot 0{,}24^3}{12} + 0{,}28 \cdot 0{,}24\,(1{,}5 - 0{,}772 -$$
$$- 0{,}12)^2 + \frac{0{,}20 \cdot 0{,}25^3}{12} + 0{,}20 \cdot 0{,}25 \times$$
$$\times (0{,}772 - 0{,}125)^2 + 6{,}2 \cdot 18{,}4 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}6375^2 +$$
$$+ 6{,}2 \cdot 2{,}83 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}678^2 = 0{,}07436 \text{ м}^4.$$

Из условия (2.5) определяем максимально допустимое напряжение σ_{sp} без учета потерь: $\sigma_{sp} + 0{,}05\ \sigma_{sp} = R_{s,ser}$, откуда

$$\sigma_{sp} = \frac{R_{s,ser}}{1{,}05} = \frac{1290}{1{,}05} = 1230 \text{ МПа}.$$

Определяем первые потери напряжений по поз. 1...6 табл. 2.4.

Потери от релаксации напряжений в проволочной арматуре при механическом способе натяжения

$$\sigma_1 = (0{,}22\sigma_{sp}/R_{s,ser} - 0{,}1)\,\sigma_{sp} = (0{,}22 \times$$
$$\times 1230/1290 - 0{,}1)\,1230 = 135 \text{ МПа}.$$

Потери от температурного перепада между упорами стенда и бетоном при $\Delta t = 65$ °С

$$\sigma_2 = 1{,}25\Delta t = 1{,}25 \cdot 65 = 81 \text{ МПа}.$$

Потери от деформаций анкеров в виде инвентарных зажимов при $\Delta l = 1{,}25 + 0{,}15d =$

$= 1{,}25 + 0{,}15 \cdot 15 = 3{,}5$ мм и $l = 20$ м

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} E_s = \frac{3{,}5 \cdot 10^{-3}}{20} 1{,}8 \cdot 10^5 =$$

$$= 31{,}5 \text{ МПа}.$$

Поскольку напрягаемая арматура не отгибается, $\sigma_4 = 0$.

Потери от деформаций стальной формы отсутствуют, поскольку усилие обжатия передается на упоры стенда, т. е. $\sigma_5 = 0$.

Таким образом, усилие обжатия с учетом потерь по поз. 1...5 табл. 2.4

$$P_{01} = (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3)(A_{sp} + A'_{sp}) =$$

$$= (1230 - 135 - 81 - 31{,}5) \cdot 10^6 (18{,}4 +$$

$$+ 2{,}83) \cdot 10^{-4} = 2085 \text{ кН}.$$

Точка приложения усилия P_{01} совпадает с центром тяжести всей напрягаемой арматуры, т. е.

$$e_{0p} = \frac{A_{sp} y_{sp} - A'_{sp} y'_{sp}}{A_{sp} + A'_{sp}} =$$

$$= \frac{18{,}4 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}6375 - 2{,}83 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}678}{18{,}4 \cdot 10^{-4} + 2{,}83 \cdot 10^{-4}} =$$

$$= 0{,}4621 \text{ м}.$$

Определяем по формуле (2.13) максимальные сжимающие напряжения в бетоне от действия силы P_{01} без учета веса балки, принимая $y_i = y_{red}$:

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{01}}{A_{red}} + \frac{P_{01} e_{0p} y_i}{I_{red}} = \frac{2085 \cdot 10^3}{0{,}25} +$$

$$+ \frac{2085 \cdot 10^3 \cdot 0{,}4621 \cdot 0{,}772}{0{,}07436} = 18{,}34 \text{ МПа};$$

$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{18{,}34}{28} = 0{,}66$, т.е. требование относительно максимальных напряжений в бетоне выполняется.

Определим потери от быстронатекающей ползучести бетона согласно поз. 6 табл. 2.4. Для этого вычисляем напряжения в бетоне σ_{bp} в середине пролета от действия силы P_{01} и изгибающего момента от веса балки, равного $M_d = \frac{g_d l^2}{8} = \frac{112/18 \cdot 17{,}5^2}{8} = 238$ кН · м ($l = 17{,}5$ м — расстояние между подкладками при хранении балки).

Напряжения σ_{bp} на уровне арматуры S (т. е. при $y_i = y_{sp} = 0{,}6375$ м)

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{01}}{A_{red}} + \frac{P_{01} e_{0p} y_i}{I_{red}} - \frac{M_d y_i}{I_{red}} =$$

$$= \frac{2085 \cdot 10^3}{0{,}25} + \frac{2085 \cdot 10^3 \cdot 0{,}4621 \cdot 0{,}6375}{0{,}07436} -$$

$$- \frac{238 \cdot 10^3 \cdot 0{,}6375}{0{,}07436} = 14{,}6 \text{ МПа};$$

$$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{14{,}6}{28} = 0{,}521 < \alpha = 0{,}73.$$

Напряжение σ_{bp} на уровне арматуры S' (т. е. при $y_i = y'_{sp} = 0{,}678$ м)

$$\sigma'_{bp} = \frac{2085 \cdot 10^3}{0{,}25} - \frac{2085 \cdot 10^3 \cdot 0{,}4621 \cdot 0{,}678}{0{,}07436} +$$

$$+ \frac{238 \cdot 10^3 \cdot 0{,}678}{0{,}07436} = 1{,}72 \text{ МПа} > 0.$$

Потери от быстронатекающей ползучести σ_6: на уровне арматуры S

$$\sigma_6 = 40 \cdot 0{,}85 \sigma_{bp} / R_{bp} = 40 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}521 =$$

$$= 17{,}7 \text{ МПа};$$

на уровне арматуры S'

$$\sigma_6 = 40 \cdot 0{,}85 \cdot \frac{1{,}72}{28} = 2{,}1 \text{ МПа}.$$

Напряжение σ_{sp} с учетом первых потерь: для арматуры S

$$\sigma_{sp,1} = (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) - \sigma_6 =$$

$$= (1230 - 135 - 81 - 31{,}5) - 17{,}7 =$$

$$= 982{,}5 - 17{,}7 = 965 \text{ МПа};$$

для арматуры S'

$$\sigma'_{sp,1} = 982{,}5 - 2{,}1 = 980 \text{ МПа}.$$

Определяем усилие обжатия с учетом первых потерь напряжений и его эксцентриситет по формулам (2.11) и (2.12):

$$P_{01} = \sigma_{sp,1} A_{sp} + \sigma'_{sp,1} A'_{sp} = 965 \cdot 10^6 \times$$

$$\times 18{,}4 \cdot 10^{-4} + 980 \cdot 10^6 \cdot 2{,}83 \cdot 10^{-4} =$$

$$= 2053 \text{ кН};$$

$$e_{0p,1} = \frac{\sigma_{sp,1} A_{sp} y_{sp} - \sigma'_{sp,1} A'_{sp} y'_{sp}}{P_{01}} =$$

$$= \frac{965 \cdot 10^6 \cdot 18{,}4 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}6375 - 980 \times}{\times 10^6 \cdot 2{,}83 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}678} =$$

$$= 0{,}460 \text{ м}.$$

Определим вторые потери напряжений по поз. 8 и 9 табл. 2.4. Потери от усадки равны 34 МПа. Потери от ползучести бетона σ_9: на уровне арматуры S $150 \cdot 0{,}85 \cdot 0{,}521 = 66{,}4$ МПа; на уровне арматуры S' $150 \cdot 0{,}85 \frac{1{,}72}{28} =$ $= 7{,}8$ МПа.

Напряжения σ_{sp} с учетом всех потерь: для арматуры S

$$\sigma_{sp,2} = \sigma_{sp,1} - \sigma_8 - \sigma_9 = 965 - 34 - 66{,}4 \approx$$

$$\approx 865 \text{ МПа};$$

для арматуры S'

$$\sigma'_{sp,2} = \sigma'_{sp,1} - \sigma'_8 - \sigma'_9 = 980 - 34 - 7{,}8 \approx$$
$$\approx 938 \text{ МПа}.$$

Определяем усилие обжатия с учетом всех потерь напряжений P_{02} и его эксцентриситет $e_{0p,2}$:

$$P_{02} = \sigma_{sp,2}A_{sp} + \sigma'_{sp,2}A'_{sp} = 865 \cdot 10^6 \times$$
$$\times 18{,}4 \cdot 10^{-4} + 939 \cdot 10^6 \cdot 2{,}83 \cdot 10^{-4} =$$
$$= 1857 \text{ кН};$$

$$e_{0p,2} = \frac{\sigma_{sp,2}A_{sp}y_{sp} - \sigma'_{sp,2}A'_{sp}y'_{sp}}{p_{02}} =$$
$$= \frac{865 \cdot 10^6 \cdot 18{,}4 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}6375 -}{1857 \cdot 10^3} =$$
$$\frac{- 939 \cdot 10^6 \cdot 2{,}83 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}678}{1857 \cdot 10^3} =$$
$$= 0{,}449 \text{ м}.$$

Уточненный метод определения потерь напряжений от ползучести и усадки бетона

Приведенные здесь рекомендации по оценке потерь предварительного напряжения в напрягаемой арматуре от ползучести (в том числе быстронатекающей) и усадки бетона основаны на предпосылках хорошо зарекомендовавшего себя на практике технического варианта феноменологической теории ползучести — модернизированной теории старения.

Таблица 2.7. Значения коэффициента φ_n

$\varphi_c(t)$	Сжимающие напряжения в бетоне в стадии предварительного обжатия σ_{bp}/R_{bp}				
	$\leqslant 0{,}4$	0,5	0,6	0,7	0,8
$\leqslant 1$	1	1,2	1,4	1,7	2
2	1	1,1	1,3	1,5	1,8
3	1	1,1	1,2	1,4	1,6

В соответствии с этими рекомендациями, при возможности обеспечения намечаемой в процессе проектирования подвижности бетонной смеси, потери, вызванные ползучестью и усадкой бетона,

$$\sigma_c = \alpha_s \sigma_{bp} \varphi_n \varphi_c(t) B; \qquad (2.22)$$

$$\sigma_{sh} = \varepsilon_{sh}(t) E_s B, \qquad (2.23)$$

где $\varphi_c(t)$ и $\varepsilon_{sh}(t)$ — характеристика ползучести и относительные деформации усадки бетона к рассматриваемому моменту времени t (т. е. к моменту определения потерь); φ_n — коэффициент нелинейности ползучести, определяемый (в зависимости от $\varphi_c(t)$ и σ_{bp}/R_{bp}) по табл. 2.7.

В общем случае (при внецентренном обжатии и несимметричном армировании) при определении потерь

в арматуре S

$$B = \frac{i_b^2 + \alpha_s \mu_s (i_b^2 + y_b^2)}{i_b^2 + \alpha_s \mu_s (i_b^2 + y_b^2)\gamma}; \qquad (2.24)$$

в арматуре S'

$$B = \frac{i_b^2 + \alpha_s \mu'_s (i_b^2 + y_b'^2)}{i_b^2 + \alpha_s \mu'_s (i_b^2 + y_b'^2)\gamma}. \qquad (2.25)$$

В частном случае (при центральном обжатии и симметричном армировании)

$$B = \frac{1 + \alpha_s \mu_s}{1 + \alpha_s \mu_s \gamma}. \qquad (2.26)$$

В формулах (2.24)...(2.26):

$$i_b^2 = I_b / A_b; \qquad (2.27)$$

$$\mu_s = \frac{A_{sp} + A_s}{A_b}; \qquad (2.28)$$

$$\mu'_s = \frac{A'_{sp} + A'_s}{A_b}; \qquad (2.29)$$

γ — функция линейной ползучести, определяемая (в зависимости от $\varphi_c(t)$ и возраста бетона, принимаемого за начало отсчета времени τ_1) по табл. 2.8.

За начало отсчета времени при определении $\varphi_c(t)$ и $\varepsilon_{sh}(t)$ принимают, соответственно, момент предварительного обжатия элемента и момент окончания влажного хранения (термовлажностной обработки).

Из существующих в настоящее время методик расчетного определения параметров усадки и ползучести бетона наиболее совершенная принадлежит ЦНИИС Минтрансстроя (Е. Н. Щербаков). И хотя эта методика охватывает пока не все виды конструкционных бетонов, именно она использована в дальнейшем для отыскания указанных параметров.

Промежуточные значения $\varphi_c(t)$ и $\varepsilon_{sh}(t)$, соответствующие рассматриваемому моменту времени t, в долях от предельных значений указанных параметров приведены в табл. 2.9.

Предельные (при $t \to \infty$) значения параметров ползучести и усадки, соответствующие фактическим условиям эксплуатации элемента,

$$\varphi_c(\infty) = C_n E_b \xi_{s1} \xi_{s2} \xi_{s3}; \qquad (2.30)$$

$$\varepsilon_{sh}(\infty) = \varepsilon_{shn} \zeta_{s1} \zeta_{s2} \zeta_{s3}, \qquad (2.31)$$

где C_n — нормативное значение меры ползучести (удельной деформации ползучести, 1/МПа) бетона; ε_{shn} — нормативное значение деформаций усадки бетона; ξ_i и ζ_i — коэффициенты, учитывающие влияние отклонений действительных условий работы бетона в железобетонных элементах от принятых средних (табл. 2.10).

Таблица 2.8. **Значения функции γ**

$\varphi_c(t)$	Возраст бетона τ_1, сутки, принимаемый за начало отсчета времени								
	3	7	14	28	40	60	90	180	360 и более
0	1	1	1	1	1	1	1	1	1
0,5	1,34	1,35	1,36	1,38	1,40	1,41	1,43	1,45	1,50
1,0	1,68	1,71	1,73	1,75	1,79	1,82	1,86	1,91	2,00
1,5	2,02	2,06	2,09	2,13	2,19	2,24	2,29	2,36	2,50
2,0	2,36	2,42	2,46	2,50	2,58	2,65	2,71	2,82	3,00
2,5	2,70	2,77	2,82	2,88	2,98	3,06	3,14	3,27	3,50
3,0	3,04	3,12	3,18	3,25	3,37	3,47	3,57	3,73	4,00

Таблица 2.9. **Промежуточные значения $\varphi_c(t)$ и $\varepsilon_{sh}(t)$ в долях от предельных**

t, сутки	3	7	28	60	90	180	360	720	2000
$\varphi_c(t)/\varphi_c(\infty)$	0,21 / 0,15	0,31 / 0,23	0,52 / 0,41	0,63 / 0,53	0,69 / 0,59	0,77 / 0,69	0,84 / 0,77	0,89 / 0,84	0,94 / 0,91
$\varepsilon_{sh}(t)/\varepsilon_{sh}(\infty)$	0,09 / —	0,19 / 0,06	0,48 / 0,19	0,67 / 0,33	0,75 / 0,43	0,85 / 0,60	0,93 / 0,75	0,96 / 0,86	0,98 / 0,94

Примечания: 1. В числителе даны значения для элементов с величиной открытой удельной поверхности 0,4 $см^{-1}$ и более, в знаменателе — для элементов, у которых эта величина составляет 0,1 $см^{-1}$ и менее (для промежуточных значений открытой удельной поверхности следует пользоваться линейной интерполяцией).

2. Открытую удельную поверхность элементов вычисляют как отношение открытого для влагопотерь периметра поперечного сечения к его площади.

Таблица 2.10. **Значения коэффициентов ξ_i и ζ_i**

Возраст бетона в момент загружения τ_1, сутки	28 и менее	45	60	90	180	360	720 и более
ξ_1 (для ползучести)	1	0,87	0,80	0,70	0,60	0,54	0,50
Возраст бетона к началу высыхания τ_1, сутки	1	7	28	90 и более	—	—	—
ζ_1 (для усадки)	1,05	1	0,95	0,90	—	—	—
Открытая удельная поверхность элемента, $см^{-1}$	0	0,05	0,1	0,2	0,4	0,8	1 и более
ξ_2 (для ползучести)	0,46	0,59	0,68	0,83	1	1,15	1,20
ζ_2 (для усадки)	0,20	0,59	0,75	0,90	1	1,05	1,10
Относительная влажность среды, %	40 и менее	50	60	70	80	90	100
ξ_3 (для ползучести)	1,45	1,31	1,15	1	0,85	0,70	0,54
ζ_3 (для усадки)	1,45	1,31	1,15	1	0,85	0,64	0

Примечания: 1. Относительную влажность среды для эксплуатации элементов на открытом воздухе принимают в зависимости от климатического района расположения сооружения (см. главу СНиП II-1-82 «Строительная климатология и геофизика») как среднюю относительную влажность воздуха наиболее жаркого месяца; при отсутствии данных о районе расположения сооружения, а также для элементов типовых конструкций принимают $\xi_3 = \zeta_3 = 1$.

2. Для районов, относящихся (по СНиП II-1-82) к IV климатической зоне (район с сухим жарким климатом), относительную влажность воздуха устанавливают как среднемесячную влажность, соответствующую времени загружения (начала высыхания) элемента конструкции.

3. Для массивных элементов с открытой удельной поверхностью 0,05 $см^{-1}$ и менее, а также элементов, полностью гидроизолированных до начала загружения (высыхания), вне зависимости от влажности воздуха принимают $\xi_3 = \zeta_3 = 1$.

4. Для элементов, находящихся в воде или насыщенной влагой среде, вне зависимости от размеров поперечного сечения принимают $\xi_3 = \zeta_3 = 1$.

При наличии данных о дозировке составляющих бетонной смеси:

$$C_n = \varphi_1 \frac{W + a}{R_{m,\tau_1} + \Delta R} = 20 \cdot 10^{-6} \frac{W + a}{R_{m,\tau_1} + \Delta R}; \qquad (2.32)$$

Таблица 2.11. **Нормативные значения меры ползучести и относительных деформаций усадки тяжелого и легкого бетонов**

Подвижность (удобоукладываемость) бетонной смеси по ГОСТ 10181.1—81		Значения $C_n \cdot 10^5$, 1/МПа, для бетона с кубиковой прочностью R_{m,τ_1} (для бетона класса)											Значения $\varepsilon_{shn} \cdot 10^5$ для бетона с кубиковой прочностью R_{m,τ_1} (для бетона класса)	
Осадка конуса, см	Жесткость, с	15 (B12,5)	20 (B15)	26 (B20)	33 (B25)	39 (B30)	46 (B35)	52 (B40)	59 (B45)	65 (B50)	72 (B55)	79 (B60)	15...20 (B12,5... B15)	33...79 (B25... B60*)
—	80...60					6,9 / —	6,0 / —	5,3 / —	4,7 / —	4,3 / —	3,9 / —	3,6 / —	— / —	23 / —
—	35...30	— / 16,7	— / 12,5	— / 10,1	8,8 / 7,8	7,5 / 6,3	6,6 / 5,6	6,0 / 5,1	5,3 / —	4,9 / —	4,4 / —		— / 31	27 / 37
1...2	—	17,8 / 19,5	14,0 / 14,8	11,5 / 11,8	9,2 / 9,0	7,9 / 7,3	6,8 / 6,4	6,0 / 5,9	5,4 / —	4,9 / —	4,4 / —		29 / 39	33 / 45
5...6	—	19,5 / 21,3	15,4 / 16,4	12,7 / 13,0	9,2 / 10,0	8,7 / 8,5	7,4 / 7,5	6,6 / 6,8	5,9 / —				35 / 47	40 / 51
9...10	—	20,7 / 22,5	16,4 / 17,4	13,5 / 13,9	10,7 / 10,8	9,2 / 9,3	7,9 / 8,2	7,1 / 7,4					38 / 53	43 / 58

Примечания: 1. При определении потерь напряжений, вызванных ползучестью, прочность бетона принимают равной его передаточной прочности R_{bp}.

2. При загружении элемента в возрасте больше чем 28 сут, прочность бетона R_{m,τ_1} принимают равной прочности, соответствующей его классу.

3. В числителе даны значения для тяжелого бетона, в знаменателе — для легкого плотной структуры на искусственных пористых заполнителях.

4. Для бетонов, подвергнутых термовлажностной обработке, значения C_n и ε_{shn} уменьшают на 10 %.

5. Значения C_n и ε_{shn}, кроме того: а) для бетонов, изготовленных на пуццолановом портландцементе,— увеличивают на 35 %, б) для бетонов, изготовленных на шлаковом портландцементе,— увеличивают на 25 %, если элемент загружен в условиях атмосферной влажности, или уменьшают на 35 % при его загружении во влагонасыщенной среде.

$$\varepsilon_{shn} = \varphi_2 (W + a)^{3/2} = 0{,}14 \cdot 10^{-6} (W + a)^{3/2}, \qquad (2.33)$$

где R_{m,τ_1} — кубиковая прочность бетона в момент приложения нагрузки (в данном случае — в момент обжатия бетона), МПа; ΔR — увеличение прочности бетона после приложения нагрузки (после обжатия), принимаемое равным 5 МПа; W — удельное (по объему) количество воды затворения, л, на 1000 л уплотненной бетонной смеси; a — удельное (по объему) количество вовлеченного воздуха, л, на 1000 л уплотненной бетонной смеси; для бетонов, изготовляемых без применения пластифицирующих, воздухововлекающих или газообразующих добавок, допускается принимать $a = 0$.

При отсутствии данных о дозировке составляющих бетонной смеси значения C_n и ε_{shn} для тяжелого бетона и легкого бетона плотной структуры на искусственных пористых заполнителях (керамзите, аглопорите) определяют по табл. 2.11.

Формулы (2.22) и (2.23) позволяют более дифференцированно, а следовательно и более точно, оценивать потери предварительного напряжения от ползучести и усадки бетона. Их использование (там, где это возможно) будет способствовать, в одних случаях, повышению надежности расчетов преднапряженных конструкций по предельным состояниям, в других — экономии труда и времени, так как позволит избежать, по мере расширения номенклатуры бетонов, трудоемкого экспериментирования.

Пример 2.2. Решим задачу, поставленную в примере 2.1, определяя потери от ползучести и усадки бетона уточненным методом.

Дополнительные условия: для изготовления балки применяется бетон с осадкой конуса 0,01 м; отпуск арматуры производится в возрасте бетона 3 суток, при этом модуль упругости равен $2{,}5 \cdot 10^4$ МПа; $\alpha_s = 7{,}2$; площадь бетонного сечения $A_b = 0{,}237$ м².

Расчет. По табл. 2.11 с учетом примечаний 1 и 4 находим $C_n = 9{,}7 \cdot 10^{-5}$ 1/МПа; $\varepsilon_{shn} = 30 \cdot 10^{-5}$.

По табл. 2.10 при $\tau_1 = 3$ суток $\xi_1 = 1$; $\zeta_1 = 1{,}03$.

Так как открытая удельная поверхность

$$\frac{1{,}5 \cdot 2 + 0{,}28 + 0{,}2 + 0{,}28}{0{,}237} = 16 \text{ 1/м} =$$

$$= 0{,}16 \text{ 1/см, то } \xi_2 = 0{,}77; \quad \zeta_2 = 0{,}84.$$

На основанни примечания 1 к табл. 2.10 об элементах типовых конструкций $\xi_3 = \zeta_3 = 1$.

По формулам (2.30) и (2.31):

$$\varphi_c(\infty) = 9{,}7 \cdot 10^{-5} \cdot 2{,}5 \cdot 10^4 \cdot 1 \cdot 0{,}77 \cdot 1 =$$

$$= 1{,}87; \quad \varepsilon_{sh}(\infty) = 30 \cdot 10^{-5} \cdot 1{,}03 \cdot 0{,}84 \cdot 1 =$$

$$= 26{,}0 \cdot 10^{-5}.$$

Так как $\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} = 0{,}521$ (см. пример 2.1), то по табл. 2.7 $\varphi_n = 1{,}18$; для арматуры S' коэффициент $\varphi_n = 1$.

По формуле (2.24) вычислим B. Для этого по формулам (2.28) и (2.29) находим:

$$\mu_s = \frac{18{,}4 \cdot 10^{-4}}{0{,}237} = 0{,}0078;$$

$$\mu_s' = \frac{2{,}83 \cdot 10^{-4}}{0{,}237} = 0{,}0012.$$

Статический моменг относительно нижней грани балки

$$S_b = \frac{0{,}08 \cdot 1{,}5^2}{2} + 0{,}28 \cdot 0{,}24 \cdot (1{,}5 - 0{,}12) +$$

$$+ \frac{0{,}2 \cdot 0{,}25^2}{2} = 0{,}189 \text{ м}^3.$$

Расстояние центра тяжести бетонного сечения от нижней грани

$$y_b = \frac{S_b}{A_b} = \frac{0{,}189}{0{,}237} = 0{,}7975 \text{ м}.$$

Момент инерции бетонного сечения относительно его центра тяжести

$$I_b = \frac{0{,}08 \cdot 1{,}5^3}{12} + 0{,}08 \cdot 1{,}5 \cdot (0{,}75 -$$

$$- 0{,}7975)^2 + \frac{0{,}28 \cdot 0{,}24^3}{12} + 0{,}28 \cdot 0{,}24 \times$$

$$\times (1{,}5 - 0{,}12 - 0{,}7975)^2 + \frac{0{,}2 \cdot 0{,}25^3}{12} +$$

$$+ 0{,}2 \cdot 0{,}25 \cdot (0{,}7975 - 0{,}125)^2 = 0{,}06876 \text{ м}^4;$$

$$i_b^2 = \frac{I_b}{A_b} = \frac{0{,}06876}{0{,}237} = 0{,}2901 \text{ м}^2.$$

По табл. 2.8 $\gamma = 2{,}27$. По формулам (2.24) и (2.25):

для арматуры S

$$B = \frac{0{,}2901 + 7{,}2 \cdot 0{,}0078 \cdot (0{,}2901 + 0{,}6375^2)}{0{,}2901 + 7{,}2 \cdot 0{,}0078 \cdot (0{,}2901 +} =$$

$$+ 0{,}6375^2) \cdot 2{,}27$$

$$= 0{,}869;$$

для арматуры S'

$$B = \frac{0{,}2901 + 7{,}2 \cdot 0{,}0012 (0{,}2901 + 0{,}678^2)}{0{,}2901 + 7{,}2 \cdot 0{,}0012 \cdot (0{,}2901 +} =$$

$$+ 0{,}678^2) \cdot 2{,}27$$

$$= 0{,}973.$$

Предельные (при $t \to \infty$) значения потерь от ползучести и усадки бетона по формулам (2.22) и (2.23) при $\varphi_c(t) = \varphi_c(\infty)$ и $\varepsilon_{sh}(t) = \varepsilon_{sh}(\infty)$:

для арматуры S

$$\sigma_c = 7{,}2 \cdot 14{,}6 \cdot 1{,}18 \cdot 1{,}87 \cdot 0{,}869 = 202 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sh} = 26{,}0 \cdot 10^{-5} \cdot 1{,}8 \cdot 10^5 \cdot 0{,}869 =$$

$$= 40{,}7 \text{ МПа};$$

для арматуры S'

$$\sigma_c = 7{,}2 \cdot 1{,}72 \cdot 1 \cdot 1{,}87 \cdot 0{,}973 = 22{,}5 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sh} = 26 \cdot 10^{-5} \cdot 1{,}8 \cdot 10^5 \cdot 0{,}973 = 45{,}5 \text{ МПа}.$$

Суммарная величина потерь напряжений:
для арматуры S

$$\sigma_{loss} = 135 + 81 + 31{,}5 + 202 + 40{,}7 =$$

$$= 490 \text{ МПа};$$

для арматуры S'

$$\sigma_{loss}' = 135 + 81 + 31{,}5 + 22{,}5 + 45{,}5 =$$

$$= 315 \text{ МПа}.$$

Напряжения с учетом всех потерь:
в арматуре S

$$\sigma_{sp,2} = 1230 - 490 = 740 \text{ МПа};$$

в арматуре S'

$$\sigma_{sp,2}' = 1230 - 315 = 915 \text{ МПа}.$$

Усилие обжатия с учетом всех потерь напряжений по формуле (2.11)

$$P_{02} = 740 \cdot 10^6 \cdot 18{,}4 \cdot 10^{-4} + 915 \cdot 10^6 \times$$

$$\times 2{,}83 \cdot 10^{-4} = 1620 \text{ кН}.$$

Эксцентриситет усилия P_{02} по формуле (2.12)

$$e_{0p,2} = \frac{740 \cdot 10^6 \cdot 18{,}4 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}6375 -}{1620 \cdot 10^3} =$$

$$- 915 \cdot 10^6 \cdot 2{,}83 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}678$$

$$= 0{,}427 \text{ м}.$$

ГЛАВА 3. РАСЧЕТ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ПЕРВОЙ ГРУППЫ

Общие указания

С целью учета влияния вероятной продолжительности действия нагрузок на прочность бетона расчет бетонных и железобетонных элементов по прочности в общем случае производят на действие:

а) постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, кроме нагрузок, суммарная продолжительность действия которых мала (ветровые, крановые, от транспортных средств; возникающие при транспортировании и возведении и т. п.), а также особых, вызванных деформациями просадочных, набухающих вечномерзлых и тому подобных грунтов; в этом случае расчетные сопротивления бетона сжатию и растяжению (R_b и R_{bt}) умножают на коэффициент $\gamma_{b2} < 1$ (см. табл. 1.19);

б) всех нагрузок, в этом случае расчетные сопротивления бетона сжатию и растяжению (R_b и R_{bt}) умножают на коэффициент $\gamma_{b2} = 1{,}1$.

Если конструкция эксплуатируется в условиях, благоприятных для нарастания прочности бетона (твердение под водой, во влажном грунте или при влажности окружающего воздуха выше 75 %), расчет по случаю «а» можно выполнять при $\gamma_{b2} = 1$.

При расчете прочности в стадии изготовления коэффициент γ_{b2} принимают равным единице.

Условие прочности должно удовлетворяться при расчете как по случаю «а», так и «б».

При отсутствии нагрузок с малой суммарной продолжительностью действия, а также аварийных, расчет прочности производят только по случаю «а», при наличии таких нагрузок — только по случаю «б», если выполняется условие

$$P_{\text{I}} < 0{,}77P_{\text{II}}, \qquad (3.1)$$

где P_{I} и P_{II} — усилия (моменты или силы) соответственно от нагрузок, используемых при расчете по случаю «а» и «б»; при этом в расчете сечений, нормальных к продольной оси внецентренно-нагруженного элемента, P_{I} и P_{II} — моменты внешних сил относительно оси, проходящей через наиболее растянутый (или наименее сжатый) стержень арматуры, а для бетонных элементов — относительно растянутой или наименее сжатой грани.

Допускается производить расчет только по случаю «б» и при невыполнении условия (3.1), вводя в расчетное сопротивление бетона R_b и R_{bt} (при $\gamma_{b2} = 1$) коэффициент $\gamma_{bl} = 0{,}85\ P_{\text{II}}/P_{\text{I}} \leqslant 1{,}1$.

Для конструкций, эксплуатируемых в условиях, благоприятных для нарастания прочности бетона, условие (3.1) приобретает вид $P_{\text{I}} < 0{,}9P_{\text{II}}$, а коэффициент γ_{bl} принимают равным $P_{\text{II}}/P_{\text{I}}$.

Для внецентренно-сжатых элементов, рассчитываемых по недеформированной схеме, значения P_{I} и P_{II} можно определять без учета прогиба элемента.

Если при учете особых нагрузок вводят дополнительный коэффициент условий работы согласно указаниям соответствующих нормативных документов (например, при учете сейсмических нагрузок), коэффициент γ_{b2} принимают равным единице.

Расчет бетонных элементов по прочности

Бетонные элементы применяют, преимущественно, при работе на сжатие, когда точка приложения продольной силы не выходит за пределы площади поперечного сечения элемента и эксцентриситет не превышает предельно допустимых значений.

Расчет бетонных элементов по прочности производят для сечений, нормальных к оси элемента. В зависимости от условий работы элементов их рассчитывают как без учета, так и с учетом сопротивления бетона растянутой зоны.

Без учета сопротивления бетона растянутой зоны рассчитывают внецентренно-сжатые элементы, считая, что достижение предельного состояния характеризуется разрушением сжатого бетона.

С учетом сопротивления бетона растянутой зоны рассчитывают изгибаемые элементы, а также внецентренно-сжатые элементы, в которых по условиям эксплуатации конструкций трещины не допускаются (элементы, подвергающиеся давлению воды, карнизы, парапеты и др.).

В случаях, когда вероятно образование наклонных трещин (например, элементы двутаврового и таврового сечений при наличии поперечных сил), должен производиться расчет бетонных элементов из условия $\tau \leqslant R_{bt}$, где τ — касательные напряжения, определяемые как для упругого материала на уровне центра тяжести сечения.

Кроме того, должен производиться расчет элементов на местное действие нагрузки (смятие).

Внецентренно-сжатые элементы

При расчете внецентренно-сжатых бетонных элементов необходимо принимать во внимание случайный эксцентриситет продольного усилия e_a, обусловленный неучтенными в расчете факторами, в том числе неоднородностью свойств бетона по сечению.

При гибкости элементов $l_0/i > 14$ (для прямоугольных сечений $l_0/h > 4$) необходимо

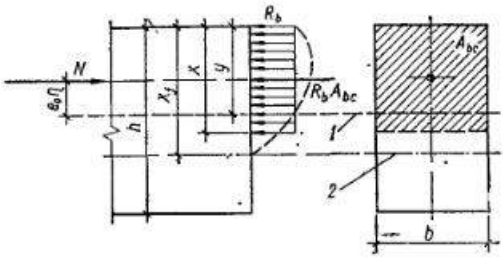


Рис. 3.1. Схема внутренних усилий в сечении внецентренно-сжатого бетонного элемента, рассчитываемого без учета сопротивления бетона растянутой зоны:

1, 2 — линии соответственно, проходящие через центр тяжести сечения и нулевая

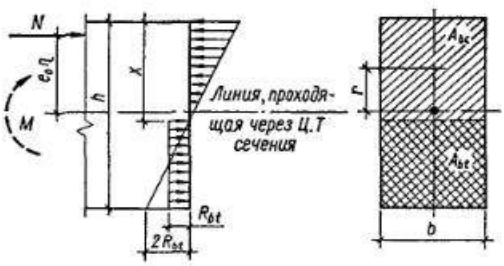


Рис. 3.2. Эпюра напряжений в сечении нецентренно-сжатого бетонного элемента, рассчитываемого с учетом сопросивления бетона растянутой зоны.

учитывать влияние на их несущую способность прогибов f как в плоскости эксцентриситета продольного усилия, так и в нормальной к ней плоскости, путем умножения значения e_0 на коэффициент $\eta = (e_0 + f)/e_0$; в случае расчета из плоскости эксцентриситета продольного усилия значение e_0 принимают равным величине случайного эксцентриситета.

Применение внецентренно-сжатых бетонных элементов не допускается при эксцентриситетах приложения продольной силы с учетом прогибов $e_0\eta$, превышающих:

а) в зависимости от сочетания нагрузок: при основном сочетании — $0{,}9y$; при особом — $0{,}95y$; б) в зависимости от вида и класса бетона: для тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов классов выше $B7{,}5$ — $(y - 1)$ см; для других видов и классов бетонов — $(y - 2)$ см. Здесь y — расстояние от центра тяжести сечения до наиболее сжатого волокна бетона.

Основная задача этих ограничений — не допустить применения элементов, несущая способность которых обеспечивалась бы только растянутым бетоном ($e_0 \geqslant y$), поскольку при любой случайной трещине равновесие сил в сечении нарушается.

Основным для внецентренно-сжатых бетонных элементов является расчет по прочности сжатой зоны бетона без учета сопротивления бетона растянутой зоны. Сопротивление бетона сжатию представляют напряжениями, равными R_b, равномерно распределенными по части фактической сжатой зоны, которая условно названа «сжатой» (рис. 3.1). Прочность внецентренно-сжатых бетонных элементов проверяют из условия

$$N \leqslant \alpha R_b A_{bc}, \qquad (3.2)$$

где A_{bc} — площадь сжатой зоны, определяемая из условия, что ее центр тяжести совпадает с точкой приложения равнодействующей внешних сил (рис. 3.1); α — коэффициент, учитывающий особенности деформативных свойств ячеистого бетона; для бетона группы А $\alpha = 0{,}85$; группы Б $\alpha = 0{,}75$ (для тяжелого, мелкозернистого и легкого $\alpha = 1$).

Для элементов прямоугольного сечения

$$A_{bc} = bh\left(1 - 2e_0\frac{\eta}{h}\right). \qquad (3.3)$$

Положение о совпадении центра тяжести прямоугольной эпюры напряжений в сжатой зоне бетона с точкой приложения продольной силы в старых нормах принималось только для эксцентриситетов, бо́льших $0{,}225h$. В новых оно распространено на все эксцентриситеты, что позволяет использовать общую для бетонных и железобетонных элементов методику расчета и сближает расчетные результаты с опытными.

Внецентренно-сжатые бетоиные элементы, в которых не допускается появление трещин, независимо от расчета по сжатой зоне проверяют с учетом сопротивления бетона растянутой зоны.

Предельные усилия определяют из следующих предпосылок (рис. 3.2):

сечения после деформацнй остаются плоскими;

наибольшие относительные удлиненния крайних растяиутых волокон бетона равны $2R_{bt}/E_b$;

напряжения в бетоне сжатой зоны определяют с учетом упругих (а в некоторых случаях и неупругих) деформаций бетона;

напряжения в бетоне растянутой зоны распределяются равномерно и равны R_{bt}.

Расчет выполняют из условия

$$N \leqslant \frac{\alpha R_{bt} W_{pl}}{e_0\eta - r}, \qquad (3.4)$$

где α — коэффициент, принимаемый равным: для тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов — 1; для ячеистого группы А — 0,85; группы Б — 0,75; W_{pl} — момент сопротивления сечения для крайних растянутых волокон с учетом неупругих деформаций растянутого бетона;

$$W_{pl} = \frac{2I_{b0}}{h - x} + S_{bt}; \qquad (3.5)$$

r — условное ядровое расстояние, учитывающее развитие неупругих деформаций в бетоне

сжатой зоны,

$$r = 0{,}8\frac{W_{red}}{A_b} = 0{,}8a_n; \qquad (3.6)$$

I_{b0} — момент инерции сжатой зоны бетона относительно нулевой линии; S_{bt} — статический момент растянутой зоны бетона относительно нулевой линии;

$$h - x = \frac{2S_{bf}}{A_b + A_{bf}}; \qquad (3.7)$$

A_{bf} — площадь сжатой зоны бетона, дополненная в растянутой зоне прямоугольником шириной b, равной ширине сечения по нулевой линии, и высотой $h - x$ (рис. 3.3); S_{bf} — статический момент площади A_{bf} относительно растянутой грани.

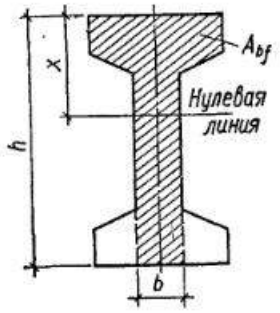


Рис. 3.3. К определению W_{pl}.

Для элементов прямоугольного сечения условие (3.4) имеет вид

$$N \leqslant \frac{1{,}75\alpha R_{bt}bh}{\frac{6e_0\eta}{h} - 0{,}8}. \qquad (3.8)$$

Таким образом, при $r = a_n$, $W_{pl} = W_{red}$ и $\eta = 1$ расчет внецентренно-сжатых бетонных элементов сводится к расчету эквивалентного изгибаемого элемента (т. е. используется метод ядровых точек).

Результаты расчета по формуле (3.4) достаточно близки к результатам, получаемым по точному способу, основанному на рассмотрении напряженного состояния сечения.

В связи с тем, что расчет формально ведут как для изгибаемых элементов, момент сопротивления W_{pl}, площадь сечения сжатой и растянутой зон бетона, а также положение нулевой линии определяют в предположении, что продольная сила отсутствует.

Допускается принимать

$$W_{pl} = \gamma W_{red}, \qquad (3.9)$$

где γ — коэффициент, зависящий от геометрических характеристик сечения (см. табл. 4.1).

Влияние прогиба на несущую способность внецентренно-сжатых бетонных элементов учитывают по приближенной методике с помощью расчетных длин и коэффициента η

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}, \qquad (3.10)$$

где N_{cr} — условная критическая сила, отражающая напряженно-деформированное состояние стержня в предельном состоянии в зависимости от геометрических характеристик, деформативных свойств бетона, эксцентриситета продольной силы и продолжительности действия нагрузки;

$$N_{cr} = \varphi_b\pi^2\frac{E_bI_b}{\varphi_l l_0^2} = \frac{6{,}4E_bI_b}{\varphi_l l_0^2} \times$$

$$\times\left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + \delta} + 0{,}1\right). \qquad (3.11)$$

В формуле (3.11):

φ_b — поправочный коэффициент к жесткости элемента из упругого материала, учитывающий неупругие свойства бетона и некоторое несоответствие схемы загружения элемента (имеется в виду стержень, сжатый продольными силами с эксцентриситетами по концам e_0) и формулы (3.10), отвечающей стержню с начальным искривлением;

$$\delta = e_0/h, \qquad (3.12)$$

при этом должно выполняться условие

$$\delta \geqslant \delta_{\min} = 0{,}5 - 0{,}01\frac{l_0}{h} - 0{,}01R_b; \qquad (3.13)$$

φ_l — коэффициент, учитывающий влияние эксцентриситета продольной силы и продолжительного действия нагрузки на прогиб элемен-

Таблица 3.1. **Значения коэффициента β**

Вид бетона	β
1. Тяжелый	1
2. Мелкозернистый группы:	
А	1,3
Б	1,5
В	1
3. Легкий плотной структуры:	
а) при искусственном крупном заполнителе (керамзите, аглопорите, шлаковой пемзе) и мелком	
плотном	1
пористом	1,5
б) при естественном крупном заполнителе (туфе, пемзе, вулканическом шлаке, известняке-ракушечнике), независимо от вида мелкого заполнителя	2,5
4. Поризованный	2
5. Ячеистый группы:	
А	1,3
Б	1,5

Примечание. Группы ячеистого бетона А и Б см. табл. 1.10.

Таблица 3.2. **Расчетная длина внецентренно-сжатых бетонных элементов**

Характер опирания элементов	l_0
1. Для стен и столбов с опорами вверху и внизу:	
а) при шарнирах на двух концах независимо от величины смещения опор	H
б) при защемлении одного из концов и возможном смещении опор для зданий:	
многопролетных	$1{,}25H$
однопролетных	$1{,}5H$
2. Для свободно стоящих стен и столбов	$2H$

Примечание. H — высота столба или стены в пределах этажа за вычетом толщины плиты перекрытия либо высота свободно стоящей конструкции.

та в предельном состоянии,

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{1l}}{M_1}. \qquad (3.14)$$

В формуле (3.14):

β — коэффициент, отражающий деформативные свойства (ползучесть) бетона во времени и принимаемый (в зависимости от вида бетона) по табл. 3.1; M_1 — момент относительно растянутой или наименее сжатой грани сечения от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок; M_{1l} — то же, постоянных и длительных нагрузок.

Если изгибающие моменты (или эксцентриситеты) от действия полной нагрузки и постоянных и длительных нагрузок с разными знаками, то при абсолютном значении эксцентриситета полной нагрузки e_0, превышающем $0{,}1\ h$, $\varphi_l = 1$; если это условие не выполняется, $\varphi_l = \varphi_{l1} + 10\,(1 - \varphi_{l1})\, e_0/h$, где φ_{l1} — определяют по формуле (3.14), принимая M_1 равным произведению продольной силы на расстояние от центра тяжести сечения до соответствующей оси; при этом отношение M_{1l}/M_1 не более единицы.

Значение l_0 в зависимости от характера опирания элементов принимают по табл. 3.2.

Для определения δ_{min} можно пользоваться табл. 3.3.

Для легкого бетона плотной структуры и поризованного на трепельном, зольном гравии и шунгизите, а также для крупнопористого бетона на пористых заполнителях значение коэффициента β принимают по опытным данным.

Сжатые элементы из легкого бетона плотной структуры на трепельном, зольном аглопоритовом гравии и шунгизите с гибкостью $l_0/i \geqslant 70$ $(l_0/h \geqslant 20)$ применять не рекомендуется.

Проверку прочности внецентренно-сжатых бетонных элементов рекомендуется производить по алгоритму, приведенному в табл. 3.4.

Таблица 3.3. **Значения δ_{min} для тяжелого и мелкозернистого бетонов**

l_0/h	Класс бетона по прочности на сжатие												
	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
4,5	0,411	0,396	0,382	0,367	0,335	0,310	0,280	0,250	0,235	0,220	0,195	0,175	0,155
5,0	0,406	0,391	0,377	0,362	0,330	0,305	0,275	0,245	0,230	0,215	0,190	0,170	0,150
5,5	0,401	0,386	0,372	0,357	0,325	0,300	0,270	0,240	0,225	0,210	0,185	0,165	0,145
6,0	0,396	0,381	0,367	0,352	0,320	0,295	0,265	0,235	0,220	0,205	0,180	0,160	0,140
6,5	0,391	0,376	0,362	0,347	0,315	0,290	0,260	0,230	0,215	0,200	0,175	0,155	0,135
7,0	0,386	0,371	0,357	0,342	0,310	0,285	0,255	0,225	0,210	0,195	0,170	0,150	0,130
7,5	0,381	0,366	0,352	0,337	0,305	0,280	0,250	0,220	0,205	0,190	0,165	0,145	0,125
8,0	0,376	0,361	0,347	0,332	0,300	0,275	0,245	0,215	0,200	0,185	0,160	0,140	0,120
8,5	0,371	0,356	0,342	0,327	0,295	0,270	0,240	0,210	0,195	0,180	0,155	0,135	0,115
9,0	0,366	0,351	0,337	0,322	0,290	0,265	0,235	0,205	0,190	0,175	0,150	0,130	0,110
9,5	0,361	0,346	0,332	0,317	0,285	0,260	0,230	0,200	0,185	0,170	0,145	0,125	0,105
10,0	0,356	0,341	0,327	0,312	0,280	0,255	0,225	0,195	0,180	0,165	0,140	0,120	0,100
10,5	0,351	0,336	0,322	0,307	0,275	0,250	0,220	0,190	0,175	0,160	0,135	0,115	0,095
11,0	0,346	0,331	0,317	0,302	0,270	0,245	0,215	0,185	0,170	0,155	0,130	0,110	0,090
11,5	0,341	0,326	0,312	0,297	0,265	0,240	0,210	0,180	0,165	0,150	0,125	0,105	0,085
12,0	0,336	0,321	0,307	0,292	0,260	0,235	0,205	0,175	0,160	0,145	0,120	0,100	0,080
12,5	0,331	0,316	0,302	0,287	0,255	0,230	0,200	0,170	0,155	0,140	0,115	0,095	0,075
13,0	0,326	0,311	0,297	0,282	0,250	0,225	0,195	0,165	0,150	0,135	0,110	0,090	0,070
13,5	0,321	0,306	0,292	0,277	0,245	0,220	0,190	0,160	0,145	0,130	0,105	0,085	0,065
14,0	0,316	0,301	0,287	0,272	0,240	0,215	0,185	0,155	0,140	0,125	0,100	0,080	0,060
14,5	0,311	0,296	0,282	0,267	0,235	0,210	0,180	0,150	0,135	0,120	0,095	0,075	0,055
15,0	0,306	0,291	0,277	0,262	0,230	0,205	0,175	0,145	0,130	0,115	0,090	0,070	0,050
16,0	0,296	0,281	0,267	0,252	0,220	0,195	0,165	0,135	0,120	0,105	0,080	0,060	0,040
17,0	0,286	0,271	0,257	0,242	0,210	0,185	0,155	0,125	0,110	0,095	0,070	0,050	0,030
18,0	0,276	0,261	0,247	0,232	0,200	0,175	0,145	0,115	0,100	0,085	0,060	0,040	0,020
19,0	0,266	0,251	0,237	0,222	0,190	0,165	0,135	0,105	0,090	0,075	0,050	0,030	0,010
20,0	0,256	0,241	0,227	0,212	0,180	0,155	0,125	0,095	0,080	0,065	0,040	0,020	0,000

Пример 3.1. Дано: размеры поперечного сечения бетонной колонны: $b = 0{,}4$ м, $h = 0{,}6$ м; высота колоины $H = 4{,}0$ м; бетон тяжелый класса $B25$ ($R_b = 14{,}5$ МПа). Продольные силы и изгибающие моменты от постоянных и длнтельных нагрузок — $N_l = 540$ кН, $M_l = 30$ кН · м, от нагрузкн транспортных средств — $N_{sh} = 60$ кН, $M_{sh} = 50$ кН · м.

Требуется проверить прочность сечення колонны.

Расчет. Так как имеют место усилия от нагрузки малой суммарной продолжительностн действия (нагрузки от транспортных средств), согласно общим указаниям главы 3 установим значения вводнмого в расчет расчетного сопротивления бетона R_b.

Усилия от всех нагрузок:

$$N = N_l + N_{sh} = 540 + 60 = 600 \text{ кН};$$

$$M = M_l + M_{sh} = 30 + 50 = 80 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Определим моменты внешних сил относнтельно растянутой илн нанменее сжатой грани сечення от постоянных, длительных н кратковременных нагрузок, подсчитанных соответственно с учетом и без учета нагрузкн малой суммарной продолжительности (нагрузкн от транспортных средств):

$$M_{II} = M_1 = M + N\frac{h}{2} =$$

$$= 80 + 600\frac{0{,}6}{2} = 260 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_I = M_{1l} = M_l + N_l\frac{h}{2} =$$

$$= 30 + 540\frac{0{,}6}{2} = 192 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Так как $0{,}77M_{II} = 0{,}77 \cdot 260$ кН · м = $= 200$ кН · м $> M_I = 192$ кН · м, расчет производим по случаю «б» (т. е. на действие всех нагрузок).

При $\gamma_{b2} = 1{,}1$,

$$R_b\gamma_{b2} = 14{,}5 \cdot 1{,}1 = 16{,}0 \text{ МПа},$$

$$R_{bt}\gamma_{b2} = 1{,}05 \cdot 1{,}1 = 1{,}16 \text{ МПа}.$$

Переходим непосредственно к проверке прочности сечения колонны. Расчет производим по алгоритму, приведенному в табл. 3.4.

По табл. 3.1 для тяжелого бетона $\beta = 1$.

По табл. 3.2 при защемленни одного из концов колонны принимаем $l_0 = 1{,}5H = 1{,}5 \times \times 4{,}0 = 6{,}0$ м. Переходим к п. 2.

Так как $\frac{l_0}{h} = \frac{6{,}0}{0{,}6} = 10 > 4$, расчет необходимо проводить с учетом прогиба колонны, переходим к п. 4.

По формуле (3.14) при $\beta = 1$ $\varphi_l = 1 + + 1\frac{192}{260} = 1{,}74$, переходим к п. 5.

По формуле (3.13) или по табл. 3.3 при $\frac{l_0}{h} = 10$ и бетоне класса $B25$ определяем $\delta_{min} = 0{,}255$ н переходим к п. 6, предварительно вычнслив $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{80}{600} = 0{,}133$ м.

При 0,133 м $> e_a = \frac{h}{30} = \frac{0{,}6}{30} = 0{,}02$ м, случайный эксцентриситет не учитывается (см. с. 78).

По формуле (3.12) $\delta = \frac{0{,}133}{0{,}60} = 0{,}222$.

При $0{,}222 < \delta_{min} = 0{,}255$ принимаем $\delta = = \delta_{min} = 0{,}255$; переходнм к п. 8, предварительно вычислив момент инерцин бетонного сечения

$$I_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{0{,}4 \cdot 0{,}6^3}{12} = 7{,}2 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4.$$

При $E_b = 30{,}0 \cdot 10^3$ МПа, по формуле (3.11)

$$N_{cr} = \frac{6{,}4 \cdot 30{,}0 \cdot 10^3 \cdot 7{,}2 \cdot 10^{-3}}{1{,}76 \cdot 6{,}0^2} \times$$

$$\times \left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + 0{,}255} + 0{,}1\right) = 8{,}94 \cdot 10^5 \text{ Н} =$$

$$= 8940 \text{ кН}, \text{ переходим к п. 9.}$$

По формуле (3.10) $\eta = \frac{1}{1 - \frac{600}{8940}} = 1{,}07$, переходим к п. 11.

По условиям эксплуатацин появление трещин не допускается, переходим к п. 12.

Проверяем условие (3.8). Так как $N = = 600$ кН $< \frac{1{,}75 \cdot 1 \cdot 1{,}16 \cdot 10^3 \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}6}{\frac{6 \cdot 0{,}133 \cdot 1{,}07}{0{,}6} - 0{,}8} =$

$= 0{,}782 \cdot 10^5$ Н $= 782$ кН, переходим к п. 14.

По формуле (3.3) $A_{bc} = 0{,}4 \cdot 0{,}6\left(1 - - \frac{2 \cdot 0{,}133 \cdot 1{,}07}{0{,}6}\right) = 0{,}126$ м², переходим к п. 19.

Проверяем условие (3.2). Так как $N = = 600$ кН $< 1 \cdot 16{,}0 \cdot 10^6 \cdot 0{,}126 = 2{,}02 \times \times 10^6$ Н $= 2020$ кН, прочность сечения обеспечена как по растянутой, так и по сжатой зоне.

Изгибаемые элементы

Изгибаемые бетонные элементы (см. рис. 3.2) рассчитывают из условия

$$M \leqslant \alpha R_{bt} W_{pl}. \qquad (3.15)$$

Значенне W_{pl} определяют (в общем случае) по формуле (3.5), для элементов прямоугольного сечения по формуле

$$W_{pl} = \frac{bh^2}{3{,}5}. \qquad (3.16)$$

Изгибаемые бетонные элемеиты рассчитывают без учета влияния неупругих деформаций в

сжатой зоне бетона, поскольку напряжения там очень малы (т е в формуле (3 4) принимают $r = a_n$)

Расчет железобетонных элементов по прочности

Расчет по прочности железобетонных элементов производят для сечений, нормальных к продольной оси элемента, а также наклонных к ней сечений наиболее опасного направления; при наличии крутящих моментов проверяют прочность пространственных сечений, ограниченных в растянутой зоне спиральной трещиной наиболее опасного из возможных направлений Кроме того, должен производиться расчет элементов на местное действие нагрузки (смятие, продавливание, отрыв)

При напрягаемой арматуре, не имеющей сцепления с бетоном, расчет элементов по прочности выполняют по специальным указаниям.

Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента

В основу современных норм положен общий метод расчета предварительно напряженных и ненапряженных железобетонных элементов произвольной формы сечения, охватывающий как случаи изгиба, так и сжатия и растяжения во всем диапазоне эксцентриситетов приложения продольной силы Необходимость в разработке такого метода связана с выявленнымн

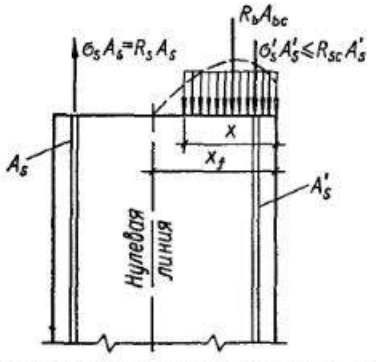


Рис. 3.4. Схема внутренних усилий в сечении железобетонного элемента

в последние годы отклонениями опытных данных от результатов расчетов В наибольшей степени это касается переармированных изгибаемых элементов и внецентреино-сжатых элементов с относительно малыми эксцентриситетами приложения продольной силы и вызвано освоением новых видов бетонов и арматуры.

Для некоторых наиболее часто встречающихся случаев приведены основанные на положениях общего метода упрощенные рекомендации.

Таблица 3.4. **Проверка прочности внецентреино-сжатых бетоиных элементов**

№ п п	Алгоритм
1	По табл 3.1 и 3 2 определяют β и l_0.
2	Проверяют неравенство $l_0/i > 14$ (для прямоугольных сечений $l_0/h > 4$).
3	Если это неравенство выполняется, переходят в п 4, иначе — к п 10.
4	По формуле (3 14) вычисляют φ_l.
5	По формуле (3.13) или по табл. 3.3 определяют δ_{min}.
6	По формуле (3 12) вычисляют δ.
7	Если $\delta > \delta_{min}$, переходят в п. 8, если $\delta \leqslant \delta_{min}$, принимают $\delta = \delta_{min}$.
8	По формуле (3 11) вычисляют N_{cr}.
9	По формуле (3.10) вычнсляют η.
10	Если сечение прямоугольной формы, переходят к п 11, иначе — к п. 15.
11	Если в бетонном элементе не допускается появление трещин, переходят к п 12, иначе — к п 14.
12	Проверяют условие (3 8).
13	Если это условие выполняется, переходят к п 14, иначе — изменяют геометрию сечения илн повышают проектную прочность бетона
14	По формуле (3 3) вычисляют A_{bc}, переходят к п 19
15	Еслн в бетонном элементе не допускается появление трещин, переходят к п 16, иначе — к п. 19
16	По формулам (3.5) ... (3.7) вычнсляют W_{pl} и r
17	Проверяют условие (3 4).
18	Если это условие выполняется, переходят к п. 19, иначе — изменяют геометрию сечения илн повышают проектную прочность бетона.
19	Проверяют условие (3 2); конец.

Предельные усилия в сеченин железобетонного элемента, нормальном к оси элемента, определяют на основе следующих предпосылок

сопротивление бетона растяженню принимают равным нулю,

сопротивление бетона сжатию представляют напряжениями, равными R_b, равномерно распределенными по части фактической сжатой зоны, которая условно названа «сжатой зоной», т е. рассматривают укороченную прямоугольную эпюру напряжений в сжатом бетоне, ограниченную линией, параллельной фактической нулевой линии (рис 3 4), соотношение между фактической высотой сжатой зоны и условной зависнт от деформативных свойств бетона,

растягивающие напряжения в арматуре принимают не более расчетного сопротивления растяжению,

сжимающие напряжения в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре принимают не более расчетного сопротнвления R_{sc};

напряжения в предварительно напряженной арматуре, расположенной в сжатой зоне и имеющей сцепление с бетоном, принимают не менее $\sigma_{sc} = \varepsilon_{b,u} E_s - \sigma'_{sp}$, где $\varepsilon_{b,u}$ — предельная расчетная деформация укорочения бетона при центральном сжатии, принимаемая равной 2 ‰, а при $\gamma_{b2} < 1$ — 2,5 ‰. Значения σ'_{sp} определяют в зависимости от рассматриваемой стадии работы элемента, условий натяжения арматуры и потерь при коэффициенте γ_{sp}, большем единицы. Напряжения σ_{sc} в связи с этим могут быть растягивающими, нулевыми и сжимающими.

При расчете элементов в стадии обжатия для напрягаемой арматуры, расположенной в зоне предполагаемого разрушения от сжатия, напряжения σ_{sc} принимают равными (330 — $-\sigma'_{sp}$) МПа, учитывая меньшую деформативность бетона при таких воздействиях.

Расчет сечений, нормальных к оси элемента, когда внешняя сила действует в плоскости оси симметрии сечения и арматура сосредоточена у перпендикулярных к указанной плоскости граней элемента, производят в зависимости от соотношения между относительной высотой сжатой зоны $\xi = x/h_0$, определяемой из соответствующих условий равновесия, и граничным значением относительной высоты сжатой зоны ξ_R, при котором предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжений, равных расчетному сопротивлению R_s.

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \dfrac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \dfrac{\omega}{1{,}1}\right)}, \quad (3.17)$$

где ω — относительная высота сжатой зоны бетона, при которой фактическая нулевая линия проходит по арматуре, т. е. значение ω можно рассматривать, в какой-то мере, как коэффициент полноты эпюры напряжений в бетоне, когда фактическая нулевая линия находится в пределах сечения; σ_{sR} — условные напряжения в арматуре растянутой зоны, соответствующие деформациям при R_s; $\sigma_{sc,u}$ — напряжения в арматуре сжатой зоны, отвечающие предельному укорочению бетона при центральном сжатии;

$$\omega = \alpha - \beta R_b, \quad (3.18)$$

α — коэффициент, принимаемый равным для бетонов: тяжелого — 0,85; мелкозернистого группы А — 0,8, Б и В — 0,75; легкого — 0,8; ячеистого — 0,75;

β — коэффициент, принимаемый равным 0,008 независимо от вида бетона.

Для арматуры с условным пределом текучести

$$\sigma_{sR} = R_s + \varepsilon_{s,pl} E_s - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} =$$

$$= R_s + 0{,}002 \cdot 2 \cdot 10^5 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp}. \quad (3.19)$$

Для арматуры с физическим пределом текучести

$$\sigma_{sR} = R_s - \sigma_{sp}, \quad (3.20)$$

где R_s — расчетное сопротивление арматуры растяжению с учетом соответствующих коэффициентов условий работы γ_s, за исключением коэффициента γ_{s6}; $\varepsilon_{s,pl}$ — остаточное удлинение арматуры, равное 2 ‰; для стержневой арматуры с условным пределом текучести $\Delta\sigma_{sp} = 1500\sigma_{sp1}/R_s - 1200 \geqslant 0$, для проволочной $\Delta\sigma_{sp} = 0$; σ_{sp1} определяют при коэффициенте γ_{sp}, меньшем единицы, с учетом потерь предварительного напряжения от деформаций анкеров и форм, а также от трения арматуры о стенки каналов, поверхность бетона или огибающие приспособления.

При использовании коэффициента условий работы $\gamma_{b2} \geqslant 1$ $\sigma_{sc,u} = \varepsilon_{b,u} E_s = 0{,}002 \times \times 2 \cdot 15^5$ МПа, при $\gamma_{b2} < 1$ $\sigma_{sc,u} = \varepsilon_{b,u} E_s = = 0{,}0025 \cdot 2 \cdot 10^5$ МПа.

При наличии напрягаемой и ненапрягаемой арматуры σ_{sR} определяют по напрягаемой арматуре. При напрягаемой арматуре разных классов принимают наибольшие значения σ_{sR}.

При расчете элементов из ячеистого бетона должно выполняться условие $\xi_R \leqslant 0{,}6$.

В элементах с арматурой, не имеющей площадки текучести, напряжения в растянутой арматуре при разрушении сжатой зоны превышают условный предел текучести. Поэтому при расчете прочности железобетонных элементов с высокопрочной арматурой классов A-IV, Ат-IVC, Ат-IVK, A-V, A-VI, Ат-V, Ат-VI, B-II, Вр-II, К-7 и К-19 при соблюдении условия $\xi < \xi_R$ расчетное сопротивление арматуры R_s умножают на коэффициент условий работы

$$\gamma_{s6} = 2\eta - 1 - 2(\eta - 1)\frac{\xi}{\xi_R} \leqslant \eta, \quad (3.21)$$

где η — коэффициент, принимаемый равным для арматуры классов: A-IV, Ат-IVC, Ат-IVK — 1,2; A-V, Ат-V и B-II, Вр-II, К-7, К-19 — 1,15; A-VI, Ат-VI — 1,1; $\xi = \dfrac{x}{h_0}$, при этом x подсчитывают при значениях R_s без учета коэффициента γ_{s6}. Для случая центрального растяжения, а также внецентренного растяжения продольной силой, расположенной между равнодействующими усилий в арматуре, значение ξ принимают равным нулю.

При гибкости сжатых элементов $l_0/i > 35$ при расчете элементов на действие многократно повторяющейся нагрузки, элементов, армированных расположенной вплотную (без зазоров) высокопрочной проволокой, а также элементов, эксплуатируемых в агрессивной среде, коэффициент условий работы γ_{s6} не учитывают.

При наличии сварных стыков в зоне элемента с изгибающими моментами, превышающими $0{,}9M_{max}$ (где M_{max} — максимальный расчетный

момент), значение коэффициента γ_{s6} для арматуры классов A-IV, A-V и A-VI принимают не более 1,1.

Формула (3.17) представляет собой фактически условие, связывающее напряжения в арматуре в предельном состоянии с высотой сжатой зоны, отвечающей прямоугольной эпюре напряжений в бетоне. Если в старых нормах граничная высота сжатой зоны принималась зависящей только от прочности бетона, то формула (3.17) учитывает совокупность влияния многих факторов (прочность и деформативность бетона, упругопластические свойства арматуры, предварительное напряжение, эксцентриситет продольного усилия). Это делает ее пригодной для использования (несмотря на эмпирический характер) при расчете как изгибаемых элементов, так и внецентренно-сжатых и растянутых

До сих пор речь шла о расчете элементов, предельное состояние которых наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжений, равных расчетному сопротивлению. Однако для расчета элементов, у которых напряжения в арматуре не достигают расчетного сопротивления (элементы с арматурой, распределенной по контуру или по высоте сечения, внецентренно-сжатые элементы с относительно малыми эксцентриситетами продольного усилия, элементы, работающие на косой изгиб и косое внецентренное сжатие или растяжение и т. п.), одних условий равновесия недостаточно. В этом случае учитывают дополнительное условие, связывающее напряжения в арматуре (имеющей сцепление с бетоном) с высотой сжатой зоны в предельном состоянии, отвечающей прямоугольной эпюре напряжений в бетоне (см. «Общий случай расчета»)

Изгибаемые элементы. *Прямоугольные сечения.* Предельный изгибающий момент, который может восприять прямоугольное сечение с двойной напрягаемой и ненапрягаемой арматурой, сосредоточенной у сжатой и растянутой грани элемента (рис. 3.5), определяют в зависимости от высоты сжатой зоны

$$x = \frac{\gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s - R_{sc} A_s' - \sigma_{sc} A_{sp}'}{R_b b} \quad (3.22)$$

следующим образом:

а) при $\xi \leqslant \xi_R$ должно выполняться условие

$$M \leqslant R_b b x (h_0 - 0{,}5x) + R_{sc} A_s' (h_0 - a_s') + \\ + \sigma_{sc} A_{sp}' (h_0 - a_{sp}'); \quad (3.23)$$

б) при $\xi > \xi_R$ должно выполняться условие

$$M \leqslant 0{,}5 (B_R + B_0) R_b b h_0^2 + R_{sc} A_s' (h_0 - a_s') + \\ + \sigma_{sc} A_{sp}' (h_0 - a_{sp}'). \quad (3.24)$$

При напрягаемой арматуре растянутой зоны классов A-IIIв, A-III и Ат-IIIС значение 0,5 $(B_R + B_0)$ в условии (3.24) заменяют на B_R.

В условии (3.24) значения B_R и B_0 вычисляют по формулам:

$$B_R = \xi_R (1 - 0{,}5\xi_R); \quad (3.25)$$

$$B_0 = \xi v, \quad (3.26)$$

где $v = 1 - 0{,}5\xi$,

или отыскивают по табл. 3.5.

При большом количестве в растянутой зоне ненапрягаемой арматуры с физическим пределом текучести (при $R_s A_s > 0{,}2 R_s A_{sp}$) и напрягаемой арматуре с условным пределом текучести в условии (3.24) величину 0,5 $(B_R + B_0)$ заменяют на B_R, а при напрягаемой арматуре с физическим пределом текучести

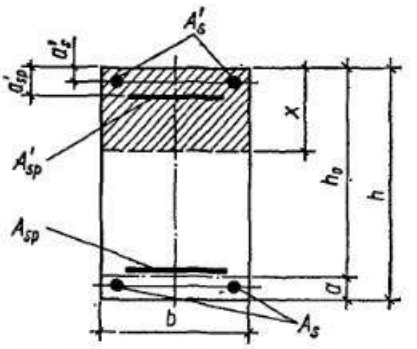


Рис. 3.5. Поперечное прямоугольное сечение изгибаемого железобетонного элемента.

значения ξ_R и B_R определяют по ненапрягаемой арматуре. В этих случаях, если $\xi > \xi_R$, расчетную несущую способность сечения при необходимости можно несколько увеличить, выполняя расчет по формулам изложенного ниже общего случая (значение ξ при сопоставлении его с ξ_R допускается проверять при $\gamma_{s6} = 1$).

Если при определении высоты сжатой зоны окажется, что $x \leqslant 0$, прочность сечения проверяют из условия

$$M \leqslant (\eta R_s A_{sp} + R_s A_s)(h_0 - a_s'). \quad (3.27)$$

Если в растянутой зоне часть арматуры S с условным пределом текучести принимают без предварительного напряжения, величину A_{sp} в расчетных формулах заменяют на A_{sp}^* — суммарную площадь сечения напрягаемой и ненапрягаемой арматуры с условным пределом текучести, при этом в значении A_s учитывают только ненапрягаемую арматуру с физическим пределом текучести. Предварительное напряжение в арматуре с площадью сечения A_{sp}^* принимают равным усредненному его значению

$$\sigma_{sp}^* = \sigma_{sp} \frac{A_{sp}}{A_{sp}^*}. \quad (3.28)$$

Проверку прочности изгибаемых элементов прямоугольного сечения рекомендуется производить по алгоритму, приведенному в табл. 3.6.

Таблица 3.5. **Значения функций v и B_0**

ξ	v	B_0
0,01	0,995	0,01
0,02	0,99	0,02
0,03	0,985	0,03
0,04	0,98	0,039
0,05	0,975	0,049
0,06	0,97	0,058
0,07	0,965	0,068
0,08	0,96	0,077
0,09	0,955	0,086
0,1	0,95	0,095
0,11	0,945	0,104
0,12	0,94	0,113
0,13	0,935	0,122
0,14	0,93	0,13
0,15	0,925	0,139
0,16	0,92	0,147
0,17	0,915	0,156
0,18	0,91	0,164
0,19	0,905	0,172
0,2	0,90	0,18
0,21	0,895	0,188
0,22	0,89	0,196
0,23	0,885	0,204
0,24	0,88	0,211
0,25	0,875	0,219
0,26	0,87	0,226
0,27	0,865	0,234
0,28	0,86	0,241
0,29	0,855	0,248
0,3	0,85	0,255
0,31	0,845	0,262
0,32	0,84	0,269
0,33	0,835	0,276
0,34	0,83	0,282
0,35	0,825	0,289
0,36	0,82	0,295
0,37	0,815	0,302
0,38	0,81	0,308
0,39	0,805	0,314
0,4	0,8	0,32
0,41	0,795	0,326
0,42	0,79	0,332
0,43	0,785	0,338
0,44	0,78	0,343
0,45	0,775	0,349
0,46	0,77	0,354
0,47	0,765	0,36
0,48	0,76	0,365
0,49	0,755	0,37
0,5	0,75	0,375
0,51	0,745	0,38
0,52	0,74	0,385
0,53	0,735	0,39
0,54	0,73	0,394
0,55	0,725	0,399
0,56	0,72	0,403
0,57	0,715	0,407
0,58	0,71	0,412
0,59	0,705	0,416
0,6	0,7	0,42
0,62	0,69	0,428
0,64	0,68	0,435
0,66	0,67	0,442

Продолжение табл. 3.5

ξ	v	B_0
0,68	0,66	0,449
0,7	0,65	0,455
0,72	0,64	0,461
0,74	0,63	0,466
0,76	0,62	0,471
0,78	0,61	0,476
0,8	0,6	0,48
0,85	0,575	0,489
0,9	0,55	0,495
0,95	0,525	0,499
1,0	0,5	0,5
—	—	—

Таблица 3.6. **Проверка прочности изгибаемых элементов прямоугольного сечения**

№ п.п	Алгоритм
1	Если часть арматуры S с условным пределом текучести применяют без предварительного напряжения, расчет производят по формулам (3.22)...(3.27) с учетом замены A_{sp} на A'_{sp} и σ_{sp} на σ'_{sp}, определяемое по формуле (3.28).
2	По формуле (3.22) при $\gamma_{s6} = 1$ вычисляют x.
3	Если $x \leqslant 0$, переходят к п. 4, если $\xi = \frac{x}{h} \leqslant \xi_R$ — к п. 6, иначе — к п. 9.
4	В зависимости от класса арматуры принимают η.
5	Проверяют условие (3.27); конец.
6	По формуле (3.21) вычисляют γ_{s6}.
7	По формуле (3.22) вычисляют x.
8	Проверяют условие (3.23); конец.
9	По формулам (3.25) и (3.26) находят B_R и B_0.
10	Если в растянутой зоне в качестве напрягаемой используют арматуру классов А-IIIв, А-III и Ат-IIIС или если в сечении большое количество ненапрягаемой арматуры с физическим пределом текучести ($R_s A_s > 0{,}2 R_s A_{sp}$) и напрягаемой с условным пределом текучести, в условии (3.24) величину $0{,}5\,(B_R + B_0)$ следует заменить на B_R.
11	Проверяют условие (3.24); конец.

Продольную арматуру S при отсутствии напрягаемой арматуры в сжатой зоне подбирают следующим образом.

Вычисляют значение

$$B_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2}. \qquad (3.29)$$

Если $B_0 \leqslant B_R$, то сжатая арматура по расчету не требуется. В этом случае площадь сечения напрягаемой арматуры в растянутой зоне при известной растянутой ненапрягаемой

арматуре A_s (например, принятой из конструктивных соображений) определяют по формуле

$$A_{sp} = \frac{M - R_s A_s v h_0}{\gamma_{s6} R_s v h_0}, \qquad (3.30)$$

где значение v и значение ξ, необходимое для вычисления γ_{s6}, определяют по табл 3 5 в зависимости от B_0

Если $B_0 > B_R$, необходимо увеличить сечение или повысить класс бетона или установить сжатую ненапрягаемую арматуру

При ненапрягаемой арматуре с физическим пределом текучести, когда выполняется условие $R_s A_s > 0{,}2 R_s A_{sp}$, значения ξ_R и B_R определяют по ненапрягаемой арматуре

Требуемую площадь сечения сжатой ненапрягаемой арматуры при известной напрягаемой арматуре S' (например, принятой из условия ограничения начальных трещин) определяют по формуле

$$A'_s = \frac{M - \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_{sp}) + B_R R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a'_s)}. \qquad (3.31)$$

Если принятая площадь сечения сжатой арматуры близка к ее значению A'_s, полученному по формуле (3 31), то требуемая площадь сечения напрягаемой арматуры, расположенной в растянутой зоне,

$$A_{sp} = \frac{\xi_R R_b b h_0 + \sigma_{sc} A'_{sp} + R_{sc} A'_s - R_s A_s}{R_s}. \qquad (3.32)$$

Если принятая площадь сечения сжатой арматуры A'_s значительно превышает ее требуемое значение по формуле (3 31), то площадь сечения напрягаемой арматуры растянутой зоны определяют с учетом фактического значения A'_s

В любом случае при наличии учитываемой в расчете арматуры S'

$$A_{sp} = \frac{\xi R_b b h_0 + \sigma_{sc} A'_{sp} + R_{sc} A'_s - R_s A_s}{\gamma_{s6} R_s}, \qquad (3.33)$$

где ξ определяют по табл 3 5 в зависимости от значения

$$B_0 = \frac{M - R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) - \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_{sp})}{R_b b h_0^2}, \qquad (3.34)$$

которое должно удовлетворять условию $B_0 \leqslant B_R$. Если $B_0 < 0$,

$$A_{sp} = \frac{M - R_s A_s (h_0 - a'_s)}{\eta R_s (h_0 - a'_s)}. \qquad (3.35)$$

Расчет прямоугольных сечений с ненапрягаемой арматурой производится аналогично

Предельный изгибающий момент, который может быть воспринят сечением с двойной ненапрягаемой арматурой, определяют в зависимости от высоты сжатой зоны

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b} \qquad (3.36)$$

а) при $\xi \leqslant \xi_R$ должно выполняться условие

$$M \leqslant R_b b x (h_0 - 0{,}5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s); \qquad (3.37)$$

б) при $\xi > \xi_R$ должно выполняться условие

$$M \leqslant B_R R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s). \qquad (3.38)$$

При этом несущую способность сечения можно несколько увеличить путем замены в условии (3 38) значения B_R на $(0{,}8B_R + 0{,}2B_0)$. Значения ξ_R и B_R определяют по формулам (3 17) и (3 25)

При высоте сжатой зоны, определенной с учетом половины сжатой арматуры

$$x = \frac{R_s A_s - 0{,}5 R_s A'_s}{R_b b} \leqslant a'_s, \qquad (3.39)$$

расчетную несущую способность сечения можно несколько увеличить, производя расчет по формулам (3 37) и (3 38) без учета сжатой арматуры

При $x \leqslant \xi_R h_0$ прочность прямоугольных сечений с одиночной ненапрягаемой арматурой проверяют из условия

$$M \leqslant R_s A_s (h_0 - 0{,}5x), \qquad (3.40)$$

где

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b}, \qquad (3.41)$$

при $x > \xi_R h_0$ — из условия

$$M \leqslant B_R R_b b h_0^2. \qquad (3.42)$$

Если высота сжатой зоны, определенная по формуле (3 36) или (3 41), окажется отрицательной или равной нулю, прочность сечения проверяют из условия (3 27) при $A_{sp} = 0$.

Подбор продольной арматуры производят следующим образом

По формуле (3 39) вычисляют значение B_0 Если $B_0 \leqslant B_R$, то сжатая арматура по расчету не требуется В этом случае

$$A_s = \frac{M}{R_s v h_0}, \qquad (3.43)$$

где v определяют по табл 3 5 в зависимости от значения B_0

Если $B_0 > B_R$, то требуется увеличить сечение, повысить класс бетона или установить сжатую арматуру. В последнем случае площади сечений сжатой и растянутой арматуры, соответствующие минимуму их суммы, для элементов из бетона классов $B30$ и ниже рекомендуется определять по формулам:

$$A'_s = \frac{M - 0{,}4 R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a'_s)}; \qquad (3.44)$$

$$A_s = \frac{0{,}55 R_b b h_0}{R_s} + A'_s. \qquad (3.45)$$

Если принятая площадь сечения сжатой арматуры A_s' значительно превышает ее значение, вычисленное по формуле (3.44), то площадь сечения растянутой арматуры определяют с учетом фактического значения A_s' по формуле

$$A_s = \xi b h_0 \frac{R_b}{R_s} + A_s', \qquad (3.46)$$

где ξ — относительная высота сжатой зоны, принимаемая по табл. 3.5 в зависимости от значения B_0, которое должно удовлетворять условию $B_0 \leqslant B_R$.

При классах бетона выше $B30$ в формулах (3.44) и (3.45) значения 0,4 и 0,55 заменяют соответственно на значения B_R и ξ_R, но не более 0,4 и 0,55.

Изгибаемые элементы прямоугольного сечения рекомендуется проектировать так, чтобы обеспечивалось выполнение условия $\xi \leqslant \xi_R$. Невыполнение этого условия свидетельствует о том, что растянутая арматура используется неполностью и предельная несущая способность сечения определяется только прочностью сжатой зоны бетона. Неполное использование растянутой арматуры можно допустить лишь в том случае, когда площадь сечения указанной арматуры определена из расчета по предельным состояниям второй группы или принята по конструктивным соображениям.

Пример 3.2. Дано: геометрические параметры сечения $b = 0{,}3$ м, $h = 0{,}7$ м, $a = 0{,}05$ м, $a_{sp}' = 0{,}04$ м, $h_0 = 0{,}65$ м; бетон мелкозернистый группы А класса $B25$ ($R_b = 14{,}5$ МПа); предварительно напряженная арматура S класса Вр-II диаметром 5 мм ($R_s = 1050$ МПа); ненапрягаемая арматура S класса А-II ($R_s = 280$ МПа). Предварительное напряжение с учетом всех потерь для арматуры S — $\sigma_{sp} = 700$ МПа, для арматуры S' — $\sigma_{sp} = 800$ МПа, натяжение арматуры механическое; площадь сечения арматуры S — $A_{sp} = 15{,}7 \times 10^{-4}$ м² (80 ∅ 5) и $A_s = 2{,}26 \cdot 10^{-4}$ м² (2 ∅ 12), арматуры S' — $A_{sp} = 3{,}93 \cdot 10^{-4}$ м² (20 ∅ 5). Расчетный изгибающий момент $M = 570$ кН · м (нагрузки малой суммарной продолжительности отсутствуют).

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. Для мелкозернистого бетона группы А класса $B25$ с учетом коэффициента $\gamma_{b2} = 0{,}9$ $R_b\gamma_{b2} = 14{,}5 \cdot 0{,}9 = 13{,}1$ МПа.

Напряжения в предварительно напряженной арматуре сжатой зоны при $\gamma_{sp} = 1{,}1$ и $\sigma_{sc,u} = 500$ МПа — $\sigma_{sc} = 500 - 1{,}1 \cdot 800 = -380$ МПа, а также напряжения в напрягаемой арматуре с учетом коэффициента $\gamma_{sp} = 0{,}9$ $\sigma_{sp} = 0{,}9 \cdot 700 = 630$ МПа.

Перейдем непосредственно к проверке прочности сечения. Расчет производим по алгоритму, приведенному в табл. 3.6.

Так как в сечении нет арматуры с условным пределом текучести, применяющейся без предварительного напряжения, переходим к п. 2.

По формуле (3.22) определяем значение $\xi = \frac{x}{h_0}$ при $\gamma_{s6} = 1$:

$$\xi = \frac{1050 \cdot 10^6 \cdot 15{,}7 \cdot 10^{-4} + 280 \cdot 10^6 \times \times 2{,}26 \cdot 10^{-4} + 380 \cdot 10^6 \cdot 3{,}93 \cdot 10^{-4}}{13{,}1 \cdot 10^6 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}65} = 0{,}729,$$

переходим к п. 3.

По формулам (3.17) и (3.25) при $\gamma_{b2} = 0{,}9$, классе арматуры Вр-II, классе бетона $B25$ и $\frac{\sigma_{sp}}{R_s} = \frac{630}{1050} = 0{,}6$ имеем $\xi_R = 0{,}434$ и $B_R = 0{,}340$.

При $\xi = 0{,}729 > \xi_R = 0{,}434$ переходим к п. 9.

По табл. 3.5 при $\xi = 0{,}729$ $B_0 = 0{,}463$, переходим к п. 10.

Так как $0{,}2R_sA_{sp} = 0{,}2 \cdot 1050 \cdot 10^6 \times \times 15{,}7 \cdot 10^{-4} = 3{,}30 \cdot 10^5$ Н $> R_sA_s = 280 \times \times 10^6 \cdot 2{,}26 \cdot 10^{-4} = 0{,}63 \cdot 10^5$ Н, условие (3.24) остается без изменения, переходим к п. 11.

Проверяем условие (3.24). Так как $0{,}5\ (0{,}340 + 0{,}463)\ 13{,}1 \cdot 10^6 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}65^2 - - 380 \cdot 10^6 \cdot 3{,}93 \cdot 10^{-4}\ (0{,}65 - 0{,}04) = 5{,}76 \times \times 10^5$ Н · м = 576 кН · м $> M = 570$ кН × × м, прочность сечения обеспечена.

Пример 3.3. Дано: геометрические параметры сечения $b = 0{,}3$ м, $h = 0{,}6$ м, $a = 0{,}05$ м, $h_0 = 0{,}55$ м; бетон тяжелый класса $B30$ ($R_b = 17{,}0$ МПа); арматура S класса Ат-IIIС ($R_s = 365$ МПа). Расчетный изгибающий момент $M = 250$ кН · м (нагрузки малой суммарной продолжительности отсутствуют).

Требуется определить площадь сечения продольной арматуры.

Расчет. Для бетона класса $B30$ с учетом коэффициента $\gamma_{b2} = 0{,}9$ $R_b\gamma_{b2} = 17{,}0 \times \times 0{,}9 = 15{,}3$ МПа.

По формуле (3.29)

$$B_0 = \frac{250\,000}{15{,}3 \cdot 10^6 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}55^2} = 0{,}180.$$

По формуле (3.25) для тяжелого бетона класса $B30$ и арматуры класса Ат-III С при $\gamma_{b2} = 0{,}9$ $B_R = 0{,}413$.

Так как $B_0 = 0{,}180 < B_R = 0{,}413$, сжатая арматура по расчету не требуется.

По табл. 3.5 при $B_0 = 0{,}180$ $v = 0{,}90$.

Требуемую площадь сечения арматуры определяем по формуле (3.30), полагая $\gamma_{s6} = 1$:

$$A_s = \frac{250\,000}{365 \cdot 10^6 \cdot 0{,}90 \cdot 0{,}55} = 0{,}00139 \text{ м}^2 = 13{,}9 \text{ см}^2.$$

Принимаем 5 ∅ 20 ($A_s = 15{,}71$ см²).

Тавровые и двутавровые сечения. Предельный изгибающий момент, который может воспринять сечение с напрягаемой и ненапрягаемой арматурой с полкой в сжатой зоне, определяют в зависимости от положения границы сжатой зоны:

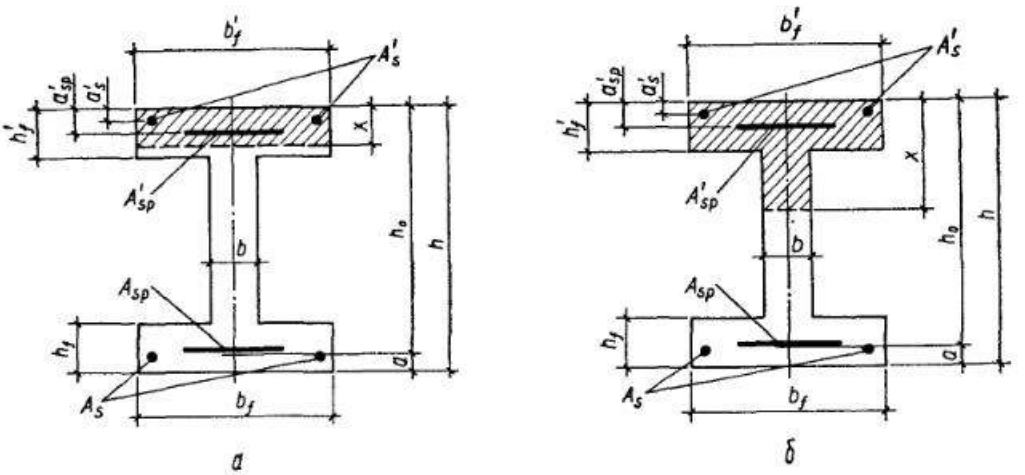


Рис. 3.6. Форма сжатой зоны в двутавровом поперечном сечении железобетонного элемента при расположении границы сжатой зоны:
а — в полке; *б* — в ребре

а) если граница сжатой зоны проходит в полке (рис. 3.6, *а*,), т. е. соблюдается условие

$$\gamma_{s6}R_sA_{sp} + R_sA_s \leqslant R_bb'_fh'_f + R_{sc}A'_s + \sigma_{sc}A'_{sp}, \quad (3.47)$$

расчет производят как дли прямоугольного сечения шириной b'_f;

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре (рис. 3.6, *б*), т. е. условие (3.47) не соблюдается, расчет пронзводят в зависимости от высоты сжатой зоны

$$x = \frac{\gamma_{s6}R_sA_{sp} + R_sA_s - R_{sc}A'_s - \sigma_{sc}A'_{sp} - R_b(b'_f - b)h'_f}{R_bb}; \quad (3.48)$$

при $\xi \leqslant \xi_R$ должно выполняться условие

$$M \leqslant R_bbx(h_0 - 0{,}5x) + R_b(b'_f - b)h'_f(h_0 - 0{,}5h'_f) + R_{sc}A'_s(h_0 - a'_s) + \sigma_{sc}A'_{sp}(h_0 - a'_{sp}); \quad (3.49)$$

при $\xi > \xi_R$ должно выполняться условие

$$M \leqslant 0{,}5(B_R + B_0)R_bbh_0^2 + R_b(b'_f - b) \times h'_f(h_0 - 0{,}5h'_f) + R_{sc}A'_s(h_0 - a'_s) + \sigma_{sc}A'_{sp}(h_0 - a'_{sp}). \quad (3.50)$$

При напрягаемой арматуре растянутой зоны классов А-IIIв, А-III и Ат-IIIС в последнем условии значение $0{,}5(B_R + B_0)$ заменяют на B_R.

Значения B_R и B_0 находят по формулам (3.25) и (3.26).

Значение ξ при его сопоставлении с ξ_R допускается определять при $\gamma_{s6} = 1$.

При большом количестве в растянутой зоне ненапрягаемой арматуры с физическим пределом текучести (при $R_sA_s > 0{,}2R_sA_{sp}$) и напрягаемой с условным пределом текучести в условии (3.50) величину $0{,}5(B_R + B_0)$ заменяют на B_R, а при напрягаемой арматуре с физическим пределом текучести значения ξ_R и B_R находят по ненапрягаемой арматуре. В этих случаях, если $\xi > \xi_R$, расчетную несущую способность сечения при необходимости можно несколько увеличить, выполняя расчет по формулам изложенного ниже общего случая (значение ξ при сопоставленян его с ξ_R допускается проверять при $\gamma_{s6} = 1$).

Если при определении высоты сжатой зоны окажется, что $x \leqslant 0$, прочность сечения проверяют из условия (3.27).

При наличии в растянутой зоне ненапрягаемой арматуры с условным пределом текучести расчет прочности двутавровых сечений пронзводят таким же образом, как и соответствующих прямоугольных сечений.

Проверку прочности изгибаемых элементов таврового и двутаврового сечений рекомендуется производить по алгоритму, приведенному в табл. 3.7.

Требуемую площадь сечения сжатой ненапрягаемой арматуры отыскивают по формуле

$$A'_s = \frac{M - \sigma_{sc}A'_{sp}(h_0 - a'_{sp}) - B_RR_bbh_0^2 - R_b(b'_f - b)h'_f(h_0 - 0{,}5h'_f)}{R_{sc}(h_0 - a'_s)}, \quad (3.51)$$

B_R — по формуле (3.25). При этом, если $\xi_R \leqslant h'_f/h_0$, значение A'_s находят как для прямоугольных сечений шириной $b = b'_f$.

Требуемую площадь сечения напрягаемой арматуры, расположенной в растянутой зоне, определяют следующим образом:

Таблица 3.7. Проверка прочности изгибаемых элементов таврового и двутаврового сечений

№ п.п	Алгоритм
1	Если часть арматуры S с условным пределом текучести применяют без предварительного напряжения, расчет производят с учетом замены A_{sp} на A'_{sp} и σ_{sp} на σ'_{sp}, вычисляемое по формуле (3.28).
2	При $\gamma_{s6} = 1$ проверяют условие (3.47). Если это условие не выполняется, переходят к п. 3, иначе — сечение рассчитывают как прямоугольное шириной $b = b'_f$.
3	По формуле (3.48) при $\gamma_{s6} = 1$ вычисляют x.
4	Если $\xi = \frac{x}{h_0} \leqslant \xi_R$, переходят к п. 5, иначе — к п. 8.
5	По формуле (3.21) вычисляют γ_{s6}.
6	По формуле (3.48) вычисляют x.
7	Проверяют условие (3.49); конец.
8	По формулам (3.25) и (3.26) находят B_R и B_0.
9	Если в растянутой зоне в качестве напрягаемой используют арматуру классов А-IIIв, А-III и Ат-IIIС или если в сечении большое количество ненапрягаемой арматуры с физическим пределом текучести ($R_sA_s > 0{,}2R_sA_{sp}$) и напрягаемой с условным пределом текучести, в условии (3.50) величину $0{,}5(B_R + B_0)$ следует заменить на B_R.
10	Проверяют условие (3.50); конец.

а) если граница сжатой зоны проходит в полке, т. е. соблюдается условие

$$M \leqslant R_b b'_f h'_f (h_0 - 0{,}5h'_f) + R_{sc}A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_{sc}A'_{sp} (h_0 - a'_{sp}), \qquad (3.52)$$

площадь сечения растянутой арматуры определяют как для прямоугольного сечения шириной b'_f;

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре, т. е. условие (3.52) не соблюдается, площадь сечения растянутой напрягаемой арматуры отыскивают из уравнения

$$\gamma_{s6}R_sA_{sp} - \xi R_b b h_0 - R_b (b'_f - b) h'_f - R_{sc}A'_s - \sigma_{sc}A'_{sp} + R_sA_s = 0, \qquad (3.53)$$

ξ — по табл. 3.5 в зависимости от значения

$$B_0 = \frac{M - R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0{,}5h'_f) - R_{sc}A'_s (h_0 - a'_s) - \sigma_{sc}A'_{sp} (h_0 - a'_{sp})}{R_b b h_0^2}. \qquad (3.54)$$

При этом должно выполняться условие $B_0 \leqslant B_R = (1 - 0{,}5\xi_R)$. Значения ξ_R и B_R определяют по формулам (3.17) и (3.25).

При ненапрягаемой арматуре с физическим пределом текучести, когда выполняется условие $R_sA_s > 0{,}2R_sA_{sp}$, значения ξ_R и B_R определяют по ненапрягаемой арматуре.

Тавровые и двутавровые сечения с ненапрягаемой арматурой рассчитывают по формулам (3.47) ... (3.54) и (3.27) при $A'_{sp} = A_{sp} = 0$.

В элементах таврового и двутаврового сечений ширину сжатой полки, вводимую в расчет, ограничивают. При слишком больших свесах и малой толщине полки значительно возрастают скалывающие напряжения в месте примыкания полки к ребру. Кроме того, по мере удаления участков полки от ребра нормальные напряжения снижаются.

Вводимую в расчет ширину сжатой полки b'_f принимают из условия, что ширина свеса в каждую сторону от ребра должна быть не более:

а) при наличии поперечных ребер или при $h'_f \leqslant 0{,}1h$ — половины расстояния в свету между продольными ребрами;

б) при отсутствии поперечных ребер (или при расстояниях между ними, больших чем расстояния между продольными ребрами) и при $h'_f \leqslant 0{,}1h - 6h'_f$;

в) при консольных свесах полки: при $h'_f > 0{,}1h - 6h'_f$; при $0{,}05h \leqslant h'_f < 0{,}1h - 3h'_f$; при $h'_f < 0{,}05h$ — свесы не учитывают.

При переменной высоте свесов полки допускается принимать значение h'_f равным средней высоте свесов.

Изгибаемые элементы тавровых и двутавровых сечений, как и элементы прямоугольных сечений, рекомендуется проектировать так, чтобы обеспечивалось выполнение условия $\xi \leqslant \xi_R$.

Пример 3.4. Дано: геометрические параметры сечения $b'_f = 0{,}28$ м, $h'_f = 0{,}18$ м, $b = 0{,}08$ м; $h = 0{,}8$ м, $a = 0{,}05$ м, $a' = 0{,}04$ м, $h_0 = 0{,}75$ м; бетон тяжелый класса $B30$ ($R_b = 17{,}0$ МПа), предварительно напряженная арматура класса Ат-V ($R_s = 510$ МПа) площадью сечения $A_{sp} = 20{,}36 \cdot 10^{-4}$ м^2 (8 ∅ 18); ненапрягаемая арматура S' класса А-III ($R_{sc} = 365$ МПа) площадью сечения $A'_s = 2{,}26 \cdot 10^{-4}$ м^2 (2 ∅ 12). С учетом всех потерь при $\gamma_{sp} < 1$ предварительное напряжение арматуры S — $\sigma_{sp} = 285$ МПа. Расчетный изгибающий момент $M = 650$ кН × × м (нагрузки малой суммарной продолжительности отсутствуют).

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. Расчетное сопротивление бетона с учетом коэффициента $\gamma_{b2} = 0{,}9$ $R_b\gamma_{b2} = 17{,}0 \cdot 0{,}9 = 15{,}3$ МПа.

Проверку прочности таврового сечения производим по алгоритму, приведенному в табл. 3.7.

Поскольку в сечении нет арматуры с условным пределом текучести, применяющейся без предварительного напряжения, переходим к п. 2.

При $\gamma_{s6} = 1$ проверяем условие (3.47). Так как $510 \times 10^6 \cdot 20{,}36 \cdot 10^{-4} = 10{,}4 \times 10^5$ Н $> 15{,}3 \cdot 10^6 \cdot 0{,}28 \cdot 0{,}18 + 365 \times 10^6 \cdot 2{,}26 \cdot 10^{-4} = 8{,}54 \cdot 10^5$ Н, указанное условие не выполняется (граница сжатой зоны проходит в ребре), переходим к п. 3.

По формуле (3.48) при $\gamma_{s6} = 1$

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{1 \cdot 510 \cdot 10^6 \cdot 20{,}36 \cdot 10^{-4} - 365 \cdot 10^6 \cdot 2{,}26 \cdot 10^{-4}}{15{,}3 \cdot 10^6 \cdot 0{,}08 \cdot 0{,}75} - \frac{15{,}3 \cdot 10^6 (0{,}28 - 0{,}08) \cdot 0{,}18}{15{,}3 \cdot 10^6 \cdot 0{,}08 \cdot 0{,}75} = 0{,}441,$$

переходим к п. 4.

По формуле (3.17) при $\gamma_{b2} = 0{,}9$, классе арматуры Ат-V, классе бетона $B30$ и $\frac{\sigma_{sp}}{R_s} = 0{,}559$ имеем $\xi_R = 0{,}496$.

Так как $\xi = 0{,}441 < \xi_R = 0{,}496$, переходим к п. 5.

По формуле (3.21) при $\eta = 1{,}15$ определяем $\gamma_{s6} = 1{,}15 - (1{,}15 - 1)\frac{0{,}441}{0{,}496} = 1{,}02$, переходим к п. 6.

По формуле (3.48)

$$x = \frac{1{,}02 \cdot 510 \cdot 10^6 \cdot 20{,}36 \cdot 10^{-4} - 365 \cdot 10^6 \cdot 2{,}26 \cdot 10^{-4}}{15{,}3 \cdot 10^6 \cdot 0{,}08} - \frac{15{,}3 \cdot 10^6 (0{,}28 - 0{,}08)\, 0{,}18}{15{,}3 \cdot 10^6 \cdot 0{,}08} = 0{,}345 \text{ м},$$

переходим к п. 7.

Проверяем условие (3.49). Так как $15{,}3 \times 10^6 \cdot 0{,}08 \cdot 0{,}345 \cdot (0{,}75 - 0{,}5 \cdot 0{,}345) + 15{,}3 \cdot 10^6 (0{,}28 - 0{,}08) \cdot 0{,}18\ (0{,}75 - 0{,}5 \times 0{,}18) + 365 \cdot 10^6 \cdot 2{,}26 \cdot 10^{-4} (0{,}75 - 0{,}04) = 0{,}666$ кН · м $< M = 650$ кН · м, прочность сечения обеспечена.

Пример 3.5. Дано: геометрические параметры сечения $b_f' = 0{,}28$ м, $h_f' = 0{,}20$ м, $b = 0{,}08$ м, $h = 0{,}90$ м, $a = 0{,}07$ м, $a' = 0{,}04$ м, $h_0 = 0{,}83$ м; бетон тяжелый класса $B45$ ($R_b = 25{,}0$ МПа); предварительно напряженная арматура S класса К-7 ∅ 15 мм ($R_s = 1080$ МПа); ненапрягаемая арматура S' класса А-III ($R_{sc} = 365$ МПа) площадью сечения $A_s' = 2{,}26 \cdot 10^{-4}$ м² (2 ∅ 12). Расчетный изгибающий момент $M = 1050$ кН · м (нагрузки малой суммарной продолжительности отсутствуют).

Требуется определить площадь предварительно напряженной арматуры S.

Расчет. С учетом коэффициента $\gamma_{b2} = 0{,}9$

$$R_b\gamma_{b2} = 25{,}0 \cdot 0{,}9 = 22{,}5 \text{ МПа}.$$

Проверяем условие (3.52). Так как $22{,}5 \times 10^6 \cdot 0{,}28 \times 0{,}2\ (0{,}83 - 0{,}5 \cdot 0{,}2) + 365 \times 10^6 \cdot 2{,}26 \cdot 10^{-4}\ (0{,}83 - 0{,}04) = 0{,}985 \times 10^6$ Н · м $= 985$ кН · м < 1050 кН · м, граница сжатой зоны проходит в ребре.

По формуле (3.54) находим

$$B_0 = \frac{1\,050\,000 - 22{,}5 \cdot 10^6 (0{,}28 - 0{,}08) \times 0{,}2\,(0{,}83 - 0{,}5 \cdot 0{,}2)}{22{,}5 \cdot 10^6 \cdot 0{,}08 \cdot 0{,}83^2} - \frac{365 \cdot 10^6 \cdot 2{,}26 \cdot 10^{-4} (0{,}83 - 0{,}04)}{22{,}5 \cdot 10^6 \cdot 0{,}08 \cdot 0{,}83^2} = 0{,}264.$$

По формулам (3.17) и (3.25) при $\gamma_{b2} = 0{,}9$, классе арматуры К-7 ∅ 15, классе бетона $B45$ и $\frac{\sigma_{sp}}{R_s} = 0{,}6$ получаем $\xi_R = 0{,}417$, $B_R = 0{,}330$.

При $B_0 = 0{,}264 < B_R = 0{,}330$ площадь сечения арматуры S отыскиваем из уравнения (3.53). Для этого по табл. 3.5 при $B_0 = 0{,}264$ находим $\xi = 0{,}313$.

По формуле (3.21) при $\eta = 1{,}15$ определяем $\gamma_{s6} = 1{,}15 - (1{,}15 - 1{,}0)\frac{0{,}313}{0{,}417} = 1{,}04$.

С учетом этого

$$A_{sp} = \frac{0{,}313 \cdot 22{,}5 \cdot 10^6 \cdot 0{,}08 \cdot 0{,}83 + 22{,}5 \cdot 10^6 (0{,}28 - 0{,}08)\, 0{,}2}{1{,}04 \cdot 1080 \cdot 10^6} + \frac{365 \cdot 10^6 \cdot 2{,}26 \cdot 10^{-4}}{1{,}04 \cdot 1080 \cdot 10^6} = 0{,}00129 \text{ м}^2 = 12{,}9 \text{ см}^2.$$

Принимаем 10 ∅ 15 ($A_{sp} = 14{,}16$ см²).

Пример 3.6. Дано: геометрические параметры сечения $b_f' = 0{,}4$ м, $h_f' = 0{,}1$ м, $b = 0{,}2$ м, $h = 0{,}6$ м, $a = 0{,}07$ м, $a' = 0{,}04$ м, $h_0 = 0{,}53$ м; бетон тяжелый класса $B20$ ($R_b = 11{,}5$ МПа); ненапрягаемая арматура S класса А-III ($R_s = 365$ МПа) площадью сечения $A_s = 19{,}64 \cdot 10^{-4}$ м² (4 ∅ 25). Изгибающие моменты: без учета нагрузки от подвесного транспорта $M_I = 200$ кН · м, с учетом нагрузки от подвесного транспорта $M_{II} = 450$ кН · м.

Требуется определить площадь ненапрягаемой арматуры S'.

Расчет. Проверяем условие (3.1). Так как $0{,}77 \cdot M_{II} = 0{,}77 \cdot 450 = 346{,}5$ кН · м $> M_I = 200$ кН · м, расчет следует производить только по случаю «б» — на действие момента $M_{II} = 450$ кН · м.

С учетом коэффициента $\gamma_{b2} = 1{,}1$ $R_b\gamma_{b2} = 11{,}5 \cdot 1{,}1 = 12{,}65$ МПа.

По формулам (3.17) и (3.25) при $\gamma_{b2} = 1{,}1$, классе арматуры А-III и классе бетона $B20$ $\xi_R = 0{,}571$ и $B_R = 0{,}408$.

Так как

$$\xi_R = 0{,}571 > \frac{h_f'}{h_0} = \frac{0{,}1}{0{,}53} = 0{,}19,$$

требуемую площадь арматуры S' определяем по формуле (3.51)

$$A_s' = \frac{450\,000 - 0{,}408 \cdot 12{,}65 \cdot 10^6 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}53^2}{365 \cdot 10^6 (0{,}53 - 0{,}04)} -$$

$$- \frac{12{,}65 \cdot 10^6 (0{,}4 - 0{,}2)\, 0{,}1 (0{,}53 - 0{,}5 \cdot 0{,}1)}{365 \cdot 10^6 (0{,}53 - 0{,}04)} =$$

$$= 2{,}16 \cdot 10^{-4}\ \text{м}^2 = 2{,}16\ \text{см}^2.$$

Принимаем $2 \varnothing 12$ AIII ($A_s' = 2{,}26$ см^2).

Кольцевые сечения. Расчет изгибаемых элементов кольцевого сечения при соотношении внутреннего и наружного раднусов $r_1/r_2 \geqslant 0{,}5$ с арматурой, равномерно распределенной по окружности (при числе продольных стержней не менее 6), производят как для внецентренно-сжатых элементов (см. ниже), принимая продольную силу $N = 0$ и подставляя вместо Ne_0 значение изгибающего момента M.

Общий случай расчета (при любых сечениях, направлениях действия внешнего момента и любом армировании). В общем случае (рис. 3.7) должно выполняться условие

$$\overline{M} \leqslant R_b S_{bc} - \Sigma \sigma_{si} S_{si}, \qquad (3.55)$$

где $\overline{M}$ — проекция момента внешних сил на плоскость, перпендикулярную к прямой, ограничивающей сжатую зону сечения; S_{bc} — статический момент площади сжатой зоны бетона относительно оси, параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону и проходящей через центр тяжести сечения наиболее растянутого стержня; S_{si} — статический момент i-го стержня продольной арматуры относительно указанной оси; σ_{si} — напряжение в i-м стержне продольной арматуры.

Высоту сжатой зоны x и напряжения σ_{si} определяют из совместного решения уравнений:

$$R_b A_{bc} = \Sigma \sigma_{si} A_{si}; \qquad (3.56)$$

при $\sigma_{si} \geqslant R_s$

$$\sigma_{si} = R_s \left[2\eta - 1 - 2(\eta - 1) \frac{\xi_i}{\xi_{Ri}} \right]; \qquad (3.57)$$

при $0{,}8R_s \leqslant \sigma_{si} < R_s$

$$\sigma_{si} = R_s \left[\beta + (1 - \beta) \frac{\xi_{el,i} - \xi_i}{\xi_{el,i} - \xi_{Ri}} \right]; \qquad (3.58)$$

при $\sigma_{si} < 0{,}8R_s$

$$\sigma_{si} = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \dfrac{\omega}{1{,}1}} \left(\frac{\omega}{\xi_i} - 1 \right) + \sigma_{sp,i}. \qquad (3.59)$$

Для продольной арматуры с физическим пределом текучести при $\sigma_{si} < R_s$ используется только уравнение (3.59).

В формулах (3.56) ... (3.59): A_{si} — площадь сечения i-го стержня продольной арматуры;

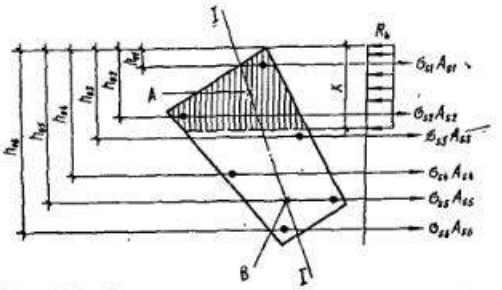


Рис. 3.7. Схема усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении железобетонного изгибаемого элемента в общем случае расчета по прочности:

1—1 — плоскость, параллельная плоскости действия изгибающего момента; *A* — точка приложения равнодействующих усилий в сжатой арматуре и в бетоне сжатой зоны; *B* — точка приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре.

$\xi_i = x/h_{0i}$; h_{0i} — расстояние от оси, проходящей через центр тяжести сечения рассматриваемого i-го стержня арматуры и параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону, до наиболее удаленной точки сжатой зоны сечения; ξ_{Ri} и $\xi_{el,i}$ — относительная высота сжатой зоны, отвечающая достижению в рассматриваемом стержне напряжений, соответственно равных R_{si} и βR_{si}; значение ξ_{Ri} определяют по формуле (3.17), значение $\xi_{el,i}$ — также по формуле (3.17), принимая $\sigma_{sR,i} = \beta R_{si} - \sigma_{sp,i}$; при стержневой арматуре с условным пределом текучести $\beta = 0{,}5\sigma_{sp1,i}/R_{si} + 0{,}4 \geqslant 0{,}8$, при проволочной — $\beta = 0{,}8$.

Напряжения σ_{si}, определяемые по формуле (3.59), вводят в расчет со своими знаками; при этом напряжения со знаком «+» означают растягивающие, а со знаком «—» — сжимающие.

Как видно из формулы (3.59), напряжения σ_{si} линейно связаны с положением арматуры в сечении элемента h_{0i} (при прочих равных условиях). Поэтому напряжения в распределенной арматуре изменяются по линейному закону (в пределах упругих деформаций) с нулевыми приращениями напряжений от внешних воздействий в стержне, расположенном на расстоянии $h_0 = x/\omega$ от наиболее сжатой точки сечения (см. рис. 3.7). Эти напряжения принимают не более R_s и не более βR_s соответственно для арматуры с физическим и условным пределом текучести, а также не менее — R_{sc} (максимальные сжимающие напряжения) и не менее $\sigma_{sp} - \sigma_{sc,u}$. Напряжения $\sigma_{sp,i}$ в формуле (3.59) определяют с учетом всех потерь при коэффициенте γ_{sp} меньшем единицы, если рассматриваемый стержень расположен в растянутой зоне, и при γ_{sp} большем единицы, если стержень расположен в сжатой зоне.

Для определения положения границы сжатой зоны при косом изгибе (т. е. когда плоскость действия момента не перпендикулярна к прямой, ограничивающей сжатую зону)

кроме использования формул (3.56) ... (3.59) требуется соблюдение дополнительного условия параллельности плоскости действия моментов внешних и внутренних сил.

Если в сечении можно выявить характериую ось (например, ось симметрии или ось ребра Г-образного сечения), то при косом изгибе расчет рекомендуется выполнять в следующем порядке:

а) проводят две оси — X и Y соответственно параллельно и перпендикулярно к указанной характерной оси через центр тяжести сечения наиболее растянутого стержня;

б) подбирают последовательными приближениями положение прямой, ограничивающей сжатую зону, так, чтобы удовлетворить равенство (3.56) после подстановки в него значений σ_{si}, определенных по формулам (3.57) ... ... (3.59); при этом угол θ между этой прямой и осью Y принимают постоянным и равным углу наклона нулевой линии, определенному как для упругого материала;

в) находят моменты внутренних сил в плоскости осей X и Y соответственно $M_{x,u}$ и $M_{y,u}$;

г) если оба эти момента оказываются больше или меньше соответствующих составляющих внешнего момента (M_x и M_y), то прочность сечения считается соответственно обеспеченной или не обеспеченной.

Если один из этих моментов (например, $M_{y,u}$) меньше соответствующей составляющей внешнего момента (M_y), а другой больше (т. е. $M_{x,u} > M_x$), то задаются другим углом θ (бо́льшим ранее принятого) и повторяют расчет.

Расчет прочности сечений при косом изгибе (общий случай) достаточно сложен и практически может быть реализован с помощью ЭВМ.

Пример 3.7. Дано: геометрические параметры сечения $a_1' = a_4 = 0{,}05$ м, $a_2 = 0{,}12$ м, $a_3 = 0{,}07$ м (остальные размеры приведены на рис. 3.8), бетон тяжелый класса $B35$ ($R_b = 19{,}5$ МПа); ненапрягаемая арматура S' класса А-III ($R_{sc} = 365$ МПа) площадью сечения $A_{s1}' = 5{,}09 \cdot 10^{-4}$ м² (2 ∅ 18); ненапрягаемая арматура S класса А-III ($R_s = 365$ МПа) площадью сечения $A_{s4} = 5{,}09 \times \times 10^{-4}$ м² (2 ∅ 18); предварительно напряженная арматура S класса К-7 ($R_s = 1080$ МПа) площадью сечения $A_{s2} = A_{s3} = 5{,}66 \cdot 10^{-4}$ м² (4 ∅ 15). С учетом всех потерь при $\gamma_{sp} < 1$ предварительное напряжение арматуры S $\sigma_{sp} = 660$ МПа. Расчетный изгибающий момент $M = 665$ кН · м (нагрузки малой суммарной продолжительности отсутствуют).

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет. Для бетона класса $B35$ с учетом коэффициента $\gamma_{b2} = 0{,}9$ $R_b\gamma_{b2} = 19{,}5 \cdot 0{,}9 = 17{,}5$ МПа.

Проверку прочности сечения выполняем по формулам общего случая.

Для данного сечения: $h_{01} = a_1' = 0{,}05$ м; $h_{02} = h - a_2 = 0{,}70 - 0{,}12 = 0{,}58$ м; $h_{03} = h - a_3 = 0{,}70 - 0{,}07 = 0{,}63$ м; $h_{04} = h - a_4 = 0{,}70 - 0{,}05 = 0{,}65$ м.

Высоту сжатой зоны x определяем (в первом приближении) в предположении, что напряжения в растянутой арматуре достигают значений R_s, в сжатой — R_{sc}.

По формуле (3.56) при $x > h_f'$

$$R_b b x + R_b (b_f' - b) h_f' = R_s (A_{s2} + A_{s3}) + + R_s A_{s4} - R_{sc} A_{s1}'.$$

Учитывая, что $R_s A_{s4} = R_{sc} A_{s1}'$,

$$x = \frac{R_s (A_{s2} + A_{s3}) - R_b (b_f' - b) h_f'}{R_b b} = \frac{1080 \cdot 10^6 \cdot (5{,}66 \cdot 10^{-4} + 5{,}66 \cdot 10^{-4}) - - 17{,}5 \cdot 10^6 \cdot (0{,}3 - 0{,}15) \cdot 0{,}15}{17{,}5 \cdot 10^6 \cdot 0{,}15} = = 0{,}316 \text{ м}.$$

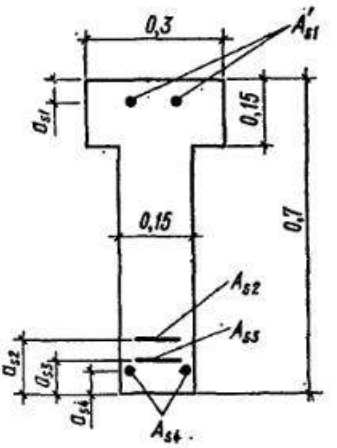


Рис. 3.8. К примеру 3.7 (размеры в м).

Вычисляем напряжения в арматуре.

для ненапрягаемой арматуры S и S' по формуле (3.59) при $\omega = 0{,}710$ получим:

$$\sigma_{s1} = \frac{500}{1 - \frac{0{,}710}{1{,}1}} \left(\frac{0{,}710}{\frac{0{,}316}{0{,}05}} - 1 \right) = = -1252 \text{ МПа} > R_{sc} = 365 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{s4} = \frac{500}{1 - \frac{0{,}710}{1{,}1}} \left(\frac{0{,}710}{\frac{0{,}316}{0{,}65}} - 1 \right) = = 649 \text{ МПа} > R_s = 365 \text{ МПа};$$

для напрягаемой арматуры S по формулам (3.17) и (3.58) при $\xi_R = 0{,}443$ [см. формулу (3.17)] находим:

$$\xi_{el} = \frac{0{,}710}{1 + \frac{0{,}8 \cdot 1080 - 660}{490} \left(1 - \frac{0{,}710}{1{,}1} \right)} = = 0{,}620;$$

$$\sigma_{s2} = 1080\left(0{,}8 + 0{,}2\,\frac{0{,}620 - \dfrac{0{,}316}{0{,}58}}{0{,}620 - 0{,}443}\right) =$$

$$= 956 \text{ МПа} < R_s = 1080 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{s3} = 1080\left(0{,}8 + 0{,}2\,\frac{0{,}620 - \dfrac{0{,}316}{0{,}63}}{0{,}620 - 0{,}443}\right) =$$

$$= 1008 \text{ МПа} < R_s = 1080 \text{ МПа}.$$

Ввиду того, что $0{,}8R_s < \sigma_{s2} < R_s$ и $0{,}8R_s < \sigma_{s3} < R_s$, высоту сжатой зоны отыскиваем из совместного решения уравнений (3.56) и (3.58), полагая $\sigma_{s1} = R_{sc}$ и $\sigma_{s4} = R_s$.

В данном случае:

$$R_b b x + R_b\,(b_f' - b)\,h_f' = \sigma_{s2}A_{sp,2} + \sigma_{s3}A_{sp,3} + R_s A_{s4} - R_{sc}A_{s1}';$$

$$\sigma_{s2} = R_s\left(0{,}8 + 0{,}2\,\frac{\xi_{el} - \dfrac{x}{h_{02}}}{\xi_{el} - \xi_R}\right);$$

$$\sigma_{s3} = R_s\left(0{,}8 + 0{,}2\,\frac{\xi_{el} - \dfrac{x}{h_{03}}}{\xi_{el} - \xi_R}\right).$$

Решая эту систему относительно x и учитывая, что $R_s A_{s4} = R_{sc}A_{s1}'$ и $A_{sp,2} = A_{sp,3}$, получим

$$x = \frac{1{,}6R_sA_{sp,2} + \dfrac{0{,}4R_sA_{sp,2}\xi_{el}}{\xi_{el} - \xi_R} + R_b\,(b_f' - b)\,h_f'}{R_b b + \dfrac{0{,}2R_sA_{sp,2}}{\xi_{el} - \xi_R}\left(\dfrac{1}{h_{02}} - \dfrac{1}{h_{03}}\right)} =$$

$$= \left[(1{,}6 \cdot 1080 \cdot 10^6 \cdot 5{,}66 \cdot 10^{-4}) + \frac{0{,}4 \cdot 1080 \cdot 10^6 \cdot 5{,}66 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}620}{0{,}620 - 0{,}443} - (0{,}3 - 0{,}15) \cdot 0{,}15 \cdot 17{,}5 \cdot 10^6\right] : \left[17{,}5 \times 10^6 \cdot 0{,}15 + \frac{0{,}2 \cdot 1080 \cdot 10^6 \cdot 5{,}66 \cdot 10^{-4}}{0{,}620 - 0{,}443} \times \left(\frac{1}{0{,}58} + \frac{1}{0{,}63}\right)\right] = 0{,}293 \text{ м}.$$

Вычисляем напряжения в арматуре:

для ненапрягаемой арматуры S и S' по формуле (3.59) находим:

$$\sigma_{s1} = \frac{500}{1 - \dfrac{0{,}710}{1{,}1}}\left(\frac{0{,}710}{\dfrac{0{,}293}{0{,}05}} - 1\right) =$$

$$= -1240 \text{ МПа} > R_{sc} = 365 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{s4} = \frac{500}{1 - \dfrac{0{,}710}{1{,}1}}\left(\frac{0{,}710}{\dfrac{0{,}293}{0{,}65}} - 1\right) =$$

$$= 808 \text{ МПа} > R_s = 365 \text{ МПа};$$

для напрягаемой арматуры S по формуле (3.58) определяем:

$$\sigma_{s2} = 1080\left(0{,}8 + 0{,}2\,\frac{0{,}620 - \dfrac{0{,}293}{0{,}58}}{0{,}620 - 0{,}443}\right) =$$

$$= 1004 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{s3} = 1080\left(0{,}8 + 0{,}2\,\frac{0{,}620 - \dfrac{0{,}293}{0{,}63}}{0{,}620 - 0{,}443}\right) =$$

$$= 1053 \text{ МПа}.$$

Поскольку $0{,}8R_s < (\sigma_{s2}$ и $\sigma_{s3}) < R_s$, переходим к проверке условия (3.55).

Для таврового сечения с полкой в сжатой зоне:

$$R_b b x\,(h_{04} - 0{,}5x) + R_b\,(b_f' - b)\,h_f'\,(h_{04} - 0{,}5h_f') + R_{sc}A_{s1}'\,(h_{04} - a_1) - \sigma_{s2}A_{sp,2} \times (h_{04} - h_{02}) - \sigma_{s3}A_{sp,3}\,(h_{04} - h_{03}) =$$

$$= 17{,}5 \cdot 10^3 \cdot 0{,}15 \cdot 0{,}293\,(0{,}65 - 0{,}5 \cdot 0{,}293) + 17{,}5 \cdot 10^6\,(0{,}3 - 0{,}15)\,0{,}15\,(0{,}65 - 0{,}5 \cdot 0{,}15) + 365 \cdot 10^6 \cdot 5{,}09 \cdot 10^{-4} \times (0{,}65 - 0{,}05) - 1004 \cdot 10^6 \cdot 5{,}66 \cdot 10^{-4} \times (0{,}65 - 0{,}58) - 1053 \cdot 10^6 \cdot 5{,}66 \cdot 10^{-4} \times (0{,}65 - 0{,}63) = 673\,000 \text{ Н} \cdot \text{м} = 673 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Так как 673 кН · м $> M =$ 665 кН · м, прочность сечения обеспечена.

Внецентренно-сжатые элементы. Случайный эксцентриситет. Учет влияния прогиба элемента. При расчете по прочности железобетонных элементов на воздействие продольной сжимающей силы N должен приниматься во внимание случайный эксцентриситет e_a, обусловленный неучтенными в расчете факторами, в том числе неоднородностью свойств бетона по сечению элемента.

Эксцентриситет e_a в любом случае принимают не менее: $^1/_{600}$ всей длины элемента или длины его части (между точками закрепления элемента), учитываемой в расчете; $^1/_{30}$ высоты сечения элемента. Кроме того, для конструкций, образуемых из сборных элементов, следует учитывать возможное взаимное смещение элементов, зависящее от вида конструкции, способа монтажа и т. п. При отсутствии для таких конструкций экспериментально обоснованных значений случайного эксцентриситета их следует принимать не менее 1 см.

Для элементов статически неопределимых конструкций (в том числе для колонн каркасных зданий) эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения e_0 принимают равным эксцентриситету,

полученному из статического расчета конструкции, но не менее e_a.

В элементах статически определимых конструкций (например, фахверковые стойки, стойки ЛЭП) эксцентриситет e_0 находят как сумму эксцентриситетов — определяемого из статического расчета конструкции и случайного.

Расчет внецентренно-сжатых элементов должен выполняться с учетом влияния прогиба элемента как в плоскости эксцентриситета продольной силы (в плоскости изгиба), так и в нормальной к ней плоскости. В последнем случае принимают, что продольная сила приложена с эксцентриситетом e_0, равным случайному эксцентриситету e_a.

Влияние прогиба элемента на эксцентриситет продольного усилия следует учитывать, как правило, расчетом конструкций по деформированной схеме, принимая во внимание неупругие деформации материалов и наличие трещин.

Допускается рассчитывать конструкции по недеформированной схеме, учитывая влияние прогиба элемента умножением эксцентриситета e_0 на коэффициент η, определяемый по формуле (3.10), где N_{cr} — условная критическая сила, отражающая напряженно-деформированное состояние стержня в предельном состоянии в зависимости от геометрических характеристик, деформативных свойств бетона и арматуры, эксцентриситета продольной силы, продолжительности действия нагрузки и предварительного напряжения арматуры.

В общем случае

$$N_{cr} = \varphi_b \pi^2 \frac{E_b J_b}{\varphi_l l_0^2} + \varphi_s \pi^2 \frac{E_s J_s}{l_0^2} = \\ = \frac{6{,}4 E_b}{l_0^2}\left[\frac{I_b}{\varphi_l}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+\delta/\varphi_{sp}}+0{,}1\right)+\alpha_s I_s\right]. \quad (3.60)$$

Для элементов прямоугольного сечения

$$N_{cr} = \frac{1{,}6 E_b b h}{(l_0/h)^2}\left[\frac{\frac{0{,}11}{0{,}1+\delta/\varphi_{sp}}+0{,}1}{3\varphi_l}+ \right. \\ \left. +\alpha_s \mu_s \left(\frac{h_0 - a'}{h}\right)^2\right]. \quad (3.61)$$

В этих формулах:

φ_b и φ_s — поправочные коэффициенты к жесткости элемента из упругих материалов, учитывающие фактические свойства железобетона (неупругие деформации бетона и арматуры, возможность появления трещин) и некоторое несоответствие схемы загружения элемента и формулы (3.10), отвечающей стержню с начальным искривлением; φ_{sp} — коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения арматуры на жесткость элемента; при равномерном обжатии сечения напрягаемой арматурой

$$\varphi_{sp} = 1 + 15 \frac{\sigma_{bp}}{R_{b,ser}} \cdot \frac{e_0}{h}, \quad (3.62)$$

где σ_{bp} — напряжения обжатия бетона с учетом всех потерь при коэффициенте γ_{sp}, меньшем единицы; e_0/h принимают не более 1,5;

$$\alpha_s \mu_s = \frac{E_s}{E_b} \cdot \frac{A_s + A_s'}{bh}. \quad (3.63)$$

Коэффициент δ определяют по формуле (3.12), коэффициент φ_l — по формуле (3.14), где M_1 и M_{1l} — моменты внешних сил относительно оси, проходящей через центр тяжести крайнего ряда арматуры, расположенного у растянутой (менее сжатой) грани параллельно этой грани, соответственно от полной нагрузки и от действия постоянных и длительных нагрузок.

При расчете элементов прямоугольного сечения с арматурой, симметрично расположенной по периметру сечения, в значении $(A_s + A_s')$ не учитывают $^2/_3$ арматуры, расположенной у граней, параллельных плоскости изгиба, а значение $(h_0 - a_s')/h$ в формуле (3.61) принимают равным $1 - 2a_s'/h$.

Для круглых и кольцевых сечений значение h в формулах (3.12) и (3.62) заменяют на D — диаметр сечения.

При гибкости элемента $l_0/i \leqslant 14$ (для прямоугольных сечений при $l_0/h \leqslant 4$) допускается принимать $\eta = 1$.

При гибкости предварительно напряженных элементов $14 < \frac{l_0}{i} \leqslant 35$ $(4 < l_0/h \leqslant 10)$ и при $\mu_s = (A_{sp} + A_s)/bh_0 < 0{,}015$ допускается принимать

$$N_{cr} = \frac{2{,}5 E_b I_b}{l_0^2}. \quad (3.64)$$

При гибкости ненапряженных элементов $14 < l_0/i \leqslant 35$ $(4 < l_0/h \leqslant 10)$ и при $\mu_s = (A_s + A_s')/A_b \leqslant 0{,}025$ допускается принимать

$$N_{cr} = \frac{2 E_b I_b}{l_0^2}. \quad (3.65)$$

Для элементов из мелкозернистого бетона группы Б в формулах (3.60) и (3.61) вместо значений 6,4 и 1,6 подставляют соответственно 5,6 и 1,4 а в формулах (3.64) и (3.65) вместо 2,5 и 2 — 2,2 и 1,8.

При $N \geqslant N_{cr}$ следует увеличивать размеры сечения.

Расчет из плоскости изгиба можно не производить, если гибкость элемента в плоскости изгиба превышает гибкость в плоскости, нормальной к плоскости изгиба.

При расчетных эксцентриситетах в двух направлениях коэффициент η определяют отдельно для каждого направления и умножают на соответствующий эксцентриситет.

При наличии расчетных эксцентриситетов в двух направлениях производят расчет на косое внецентренное сжатие.

При расчете внецентренно-сжатых железобетонных элементов, имеющих несмещаемые опоры (например, фахверковые стойки, сжатые элементы раскосных ферм), элементов, не

Таблица 3.8. **Расчетная длина колонн одноэтажных зданий**

Характеристика зданий и колонн				l_0 при расчете колонн в плоскости		
				поперечной рамы или перпендикулярной к оси эстакады	перпендикулярной к поперечной раме или параллельной оси эстакады	
					при наличии связей в плоскости продольного ряда колонн или анкерных опор	при отсутствии связей в плоскости продольного ряда колонн или анкерных опор
1. Здания с мостовыми кранами	при учете нагрузки от крана	подкрановая (нижняя) часть колонн при подкрановых балках	разрезных	$1{,}5H_1$	$0{,}8H_1$	$1{,}2H_1$
			неразрезных	$1{,}2H_1$	$0{,}8H_1$	$0{,}8H_1$
		надкрановая (верхняя) часть колонн при подкрановых балках	разрезных	$2H_2$	$1{,}5H_2$	$2H_2$
			неразрезных	$2H_2$	$1{,}5H_2$	$1{,}5H_2$
	без учета нагрузки от крана	подкрановая (нижняя) часть колонн зданий	однопролетных	$1{,}5H$	$0{,}8H_1$	$1{,}2H$
			многопролетных	$1{,}2H$	$0{,}8H_1$	$1{,}2H$
		надкрановая (верхняя) часть колонн при подкрановых балках	разрезных	$2{,}5H_2$	$1{,}5H_2$	$2H_2$
			неразрезных	$2H_2$	$1{,}5H_2$	$1{,}5H_2$
2. Здания без мостовых кранов	колонны ступенчатые	нижняя часть колонн зданий	однопролетных	$1{,}5H$	$0{,}8H$	$1{,}2H$
			многопролетных	$1{,}2H$	$0{,}8H$	$1{,}2H$
		верхняя часть колонн		$2{,}5H_2$	$2H_2$	$2{,}5H_2$
	колонны постоянного сечения	однопролетных		$1{,}5H$	$0{,}8H$	$1{,}2H$
		многопролетных		$1{,}2H$	$0{,}8H$	$1{,}2H$
3 Открытые крановые эстакады при подкрановых балках			разрезных	$2H_1$	$0{,}8H_1$	$1{,}5H_1$
			неразрезных	$1{,}5H_1$	$0{,}8H_1$	H_1
4 Открытые эстакады под трубопроводы при соединении колонн с пролетным строением			шарнирном	$2H$	H	$2H$
			жестком	$1{,}5H$	$0{,}7H$	$1{,}5H_1$

Примечания: 1. При наличии связей до верха колонн в зданиях с мостовыми кранами расчетную длину надкрановой части колонн в плоскости оси продольного ряда колонн принимают равной H_2.
2. H — полная высота колонн от верха фундамента до горизонтальной конструкции (стропильной или подстропильной ферменной распорки) в соответствующей плоскости; H_1 — высота подкрановой части колонны от верха фундамента до низа подкрановой балки; H_2 — высота надкрановой части колонны от ступени колонны до горизонтальной конструкции в соответствующей плоскости.

связанных с другими конструкциями (например, стойки ЛЭП), а также если расчетные моменты в сжатом элементе вызваны вынужденными деформациями от температурных воздействий, смещений связевых диафрагм, удлинений затяжек арок и т. п. (например, колонны связевых каркасов), значения коэффициента η принимают:

а) для сечений в средней трети длины элемента — по формуле (3.10);

б) для сечений в пределах крайней трети длины элемента — путем линейной интерполяции, принимая в опорных сечениях коэффициенты η равными единице.

При расчете колонн многоэтажных симметричных рам с жесткими узлами и при равном

Таблица 3.9. **Расчетная длина элементов ферм и арок l_0**

Элементы	l_0
1. Фермы	
Верхний пояс при расчете:	
а) в плоскости фермы:	
при $e_0 < 0{,}125h_1$	$0{,}9l$
при $e_0 \geqslant 0{,}125h_1$	$0{,}8l$
б) из плоскости фермы:	
для участка под фонарем при ширине фонаря 12 м и более	$0{,}8l$
в остальных случаях	$0{,}9l$
Раскосы и стойки при расчете:	
в) в плоскости фермы	$0{,}8l$
г) из плоскости » :	
при $b_1/b_2 < 1{,}5$	$0{,}9l$
при $b_1/b_2 \geqslant 1{,}5$	$0{,}8l$
2. Арки	
а) при расчете в плоскости арки:	
трехшарнирной	$0{,}58s$
двухшарнирной	$0{,}54s$
бесшарнирной	$0{,}365s$
б) при расчете из плоскости арки (любой),	s

Примечание. l — длина элемента между центрами примыкающих узлов, а для верхнего пояса фермы при расчете из плоскости фермы — расстояние между точками его закрепления; s — длина арки между точками ее закрепления из плоскости арки; h_1 — высота сечения верхнего пояса; b_1 и b_2 — ширина сечения соответственно верхнего пояса и стойки (раскоса) фермы.

числе пролетов на каждом этаже допускается окончательные моменты для сечений в пределах крайних третей длины колонны принимать равными

$$M = M_v\eta_v + M_h\eta_h, \qquad (3.66)$$

где M_v — момент от вертикальных нагрузок на перекрытия и покрытия и от указанных выше вынужденных деформаций; M_h — момент от прочих нагрузок; η_v — коэффициент η, определяемый в соответствии с пунктом «б»; η_h — коэффициент, определяемый по формуле (3.10). Здесь M, M_v и M_h — моменты внешних сил относительно центра тяжести бетонного сечения. При определении коэффициентов η_v и η_h учитывают все нагрузки.

Расчетные длины l_0 внецентренно-сжатых железобетонных элементов рекомендуется определять как для элементов рамной конструкции с учетом ее деформированного состояния при наиболее невыгодном для данного элемента расположении нагрузки, принимая во внимание неупругие деформации бетона и арматуры и наличие трещин.

Для элементов наиболее часто встречающихся конструкций допускается принимать расчетные длины равными:

а) для колонн многоэтажных зданий при числе пролетов не менее двух и соединениях ригелей и колонн, рассчитываемых как жесткие, при конструкциях сборных перекрытий — H, монолитных — $0{,}7H$, где H — высота этажа (расстояние между центрами узлов);

б) для колонн одноэтажных зданий с шарнирным опиранием несущих конструкций покрытий, жестких в своей плоскости (способных передавать горизонтальные усилия), а также для эстакад — по табл. 3.8;

в) для элементов ферм и арок — по табл. 3.9.

Коэффициент условий работы высокопрочной арматуры γ_{s6}, определяемый по формуле (3.21), учитывают в расчетах внецентренно-сжатых элементов, если гибкость $l_0/i \leqslant 35$ (для прямоугольных сечений при $l_0/h \leqslant 10$).

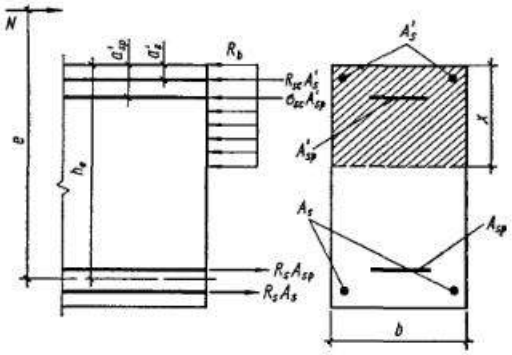


Рис. 3.9. Схема усилий в прямоугольном сечении внецентренно-сжатого железобетонного элемента.

Расчет элементов прямоугольного сечения с симметричной арматурой (рис. 3.9). Проверку прочности прямоугольных сечений с симметричной напрягаемой и ненапрягаемой арматурой, сосредоточенной у наиболее сжатой и растянутой (менее сжатой) грани элемента, производят в зависимости от высоты сжатой зоны

$$x = \frac{N + (\gamma_{s6}R_s - \sigma_{sc})\,A_{sp}}{R_b b}; \qquad (3.67)$$

а) при $\xi \leqslant \xi_R$ [см. формулу (3.17)] должно выполняться условие

$$Ne \leqslant R_b b x\,(h_0 - 0{,}5x) + \sigma_{sc}A'_{sp}\,(h_0 - a'_{sp}) + R_{sc}A'_s\,(h_0 - a'_s); \qquad (3.68)$$

б) при $\xi > \xi_R$ также должно выполняться условие (3.68), при этом если применяют арматуру с условным пределом текучести, высота сжатой зоны

$$x = \frac{N + R_sA_{sp}\,(\beta + \xi_{el}\varphi) - \sigma_{sc}A'_{sp}}{R_b b + R_sA_{sp}\varphi/h_0}, \qquad (3.69)$$

где

$$\xi_{el} = \frac{\omega}{1 + \dfrac{\beta R_s - \sigma_{sp}}{\sigma_{sc,u}}\left(1 - \dfrac{\omega}{1{,}1}\right)}; \qquad (3.70)$$

$$\varphi = \frac{1 - \beta}{\xi_{el} - \xi_R}; \qquad (3.71)$$

коэффициент β расшифрован на с. 76.

Таблица 3.10. **Проверка прочности внецентренно-сжатых элементов прямоугольного сечения с симметричной арматурой**

№ п.п	Алгоритм
1	Если часть арматуры S и S' с условным пределом текучести применяют без предварительного напряжения, расчет производят с учетом замены соответственно A_{sp}, A'_{sp} и σ_{sp}, σ'_{sp} на A^*_{sp}, A'^*_{sp} и σ^*_{sp}, σ'^*_{sp}, вычисляемые по формулам (3.76), (3.77); если сечение армировано большим количеством ненапрягаемой арматуры с физическим пределом текучести ($R_sA_s > 0{,}2\,R_sA_{sp}$), расчет производят по формулам общего случая.
2	По формуле (3.67) при $\gamma_{s6} = 1$ вычисляют x.
3	Если $\xi = \frac{x}{h_0} \leqslant \xi_R$, перейти к п. 4, иначе — к п. 9.
4	По формуле (3.21) вычисляют γ_{s6}.
5	По формуле (3.67) вычисляют x.
6	Вычисляют e_0 с учетом прогиба элемента.
7	По формуле (3.75) вычисляют e.
8	Проверяют условие (3.68); конец.
9	Если применяют арматуру с условным пределом текучести, переходят к п. 10, иначе — к п. 13.
10	По формулам (3.70), (3.71) и (3.74) вычисляют ξ_{el}, φ и $\bar{R}_s$.
11	По формуле (3.69) вычисляют x.
12	Если $x > \xi_{el}h_0$, переходят к п. 13, иначе — к п. 15.
13	По формуле (3.73) вычисляют B ($\bar{R}_s$ определяют по формуле 3.74).
14	По формуле (3.72) вычисляют x.
15	Проверяют условие (3.68); конец.

Если высота сжатой зоны, определенная по формуле (3.69), оказывается больше $\xi_{el}h_0$, то в условие (3.68) подставляют

$$x = -B + \sqrt{B^2 + \frac{\bar{R}_s\omega h_0\,(A_{sp} + A_s)}{R_b b}}, \tag{3.72}$$

где

$$B = \frac{(\bar{R}_s - \sigma_{sp})\,A_{sp} + \bar{R}_sA_s + \sigma_{sc}A'_{sp} + R_{sc}A'_s - N}{2R_b b}; \tag{3.73}$$

$$\bar{R}_s = \frac{\sigma_{sc,u}}{1 - \omega/1{,}1}. \tag{3.74}$$

Если используется напрягаемая арматура с физическим пределом текучести, высоту сжатой зоны x при $\xi > \xi_R$ всегда определяют по формуле (3.72).

Значение e вычисляют по формуле

$$e = e_0 + 0{,}5\,(h_0 - a'), \tag{3.75}$$

при этом эксцентриситет e_0 определяют с учетом прогиба элемента.

При большом количестве ненапрягаемой арматуры с физическим пределом текучести (при $R_sA_s > 0{,}2R_sA_{sp}$) формулами (3.69) и (3.72) пользоваться не следует. В этом случае высоту сжатой зоны определяют по формулам общего случая.

Если часть арматуры S и S' с условным пределом текучести применяется без предварительного напряжения, величины A_{sp} и A'_{sp} в расчетных формулах заменяют, соответственно, на A^*_{sp} и A'^*_{sp} — суммарные площади сечений напрягаемой и ненапрягаемой арматуры S и S' с условным пределом текучести, при этом в значениях A_s и A'_s учитывают только ненапрягаемую арматуру с физическим пределом текучести. Предварительные напряжения σ_{sp} и σ'_{sp} в арматуре с площадями A^*_{sp} и A'^*_{sp} принимают равными усредненным их значениям, определяемым по формулам, соответственно:

$$\sigma^*_{sp} = \sigma_{sp}\frac{A_{sp}}{A^*_{sp}}; \tag{3.76}$$

$$\sigma'^*_{sp} = \sigma'_{sp}\frac{A'_{sp}}{A'^*_{sp}}. \tag{3.77}$$

Проверку прочности внецентренно-сжатых элементов прямоугольного сечения с симметричной арматурой рекомендуется производить по алгоритму, приведенному в табл. 3.10.

Расчет прямоугольных сечений с симметричной ненапрягаемой арматурой, сосредоточенной у наиболее сжатой и у растянутой (менее сжатой) граней элемента, производят в зависимости от высоты сжатой зоны

$$x = \frac{N}{R_b b}: \tag{3.78}$$

а) при $x \leqslant \xi_R h_0$ должно выполняться условие

$$Ne \leqslant R_b bx\,(h_0 - 0{,}5x) + R_{sc}A'_s\,(h_0 - a'_s); \tag{3.79}$$

б) при $x > \xi_R h_0$ также должно выполняться условие (3.79), при этом высоту сжатой зоны x принимают равной ξh_0, где для элементов из бетонов классов $B30$ и ниже

$$\xi = \frac{\bar{\varphi}_n\,(1 - \xi_R) + 2\alpha\xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha}, \tag{3.80}$$

а для элементов из бетонов классов выше $B30$

$$\xi = -\frac{\alpha + \varphi_s - \bar{\varphi}_n}{2} + \sqrt{\left(\frac{\alpha + \varphi_s\alpha - \bar{\varphi}_n}{2}\right)^2 + \varphi_s\alpha\omega}. \tag{3.81}$$

В формулах (3.80) и (3.81):

$$\bar{\varphi}_n = \frac{N}{R_b b h_0}; \tag{3.82}$$

$$\alpha = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0}; \qquad (3.83)$$

$$\varphi_s = \frac{\sigma_{s2}}{R_s (1 - \omega/1{,}1)}. \qquad (3.84)$$

Значение e определяют по формуле (3.75).

Прочность прямоугольных сечений с симметричной арматурой можно проверять также с помощью графиков, приведенных на рис. 3.10.

Прочность сечения считается обеспеченной, если точка с координатами $\bar{\varphi}_n$ и φ_m (см. формулу (3.94)) находится внутри области, ограниченной кривой α и осями координат.

Если высота сжатой зоны, определенная с учетом половины сжатой арматуры

$$x = \frac{N + R_s A_s/2}{R_b b}, \qquad (3.85)$$

меньше a'_s, то расчетную несущую способность можно несколько увеличить, используя условие (3.79) при $A'_s = 0$ и

$$x = \frac{N + R_s A_s}{R_b b}. \qquad (3.86)$$

Требуемое количество арматуры определяют в зависимости от относительной величины продольной силы $\bar{\varphi}_n$ (см. формулу (3.82)). При $\bar{\varphi}_n < \xi_R$ площадь сечения арматуры S и S' находят по формуле

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\varphi_n - \bar{\varphi}_n (1 - 0{,}5\bar{\varphi}_n)}{1 - \delta}, \qquad (3.87)$$

при $\bar{\varphi}_n > \xi_R$ — по формуле

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\varphi_n - \xi (1 - 0{,}5\xi)}{1 - \delta} \qquad (3.88)$$

В этих формулах:

$$\varphi_n = \frac{Ne}{R_b b h_0^2}; \qquad (3.89)$$

$$\delta = a'_s/h_0. \qquad (3.90)$$

Относительную высоту сжатой зоны ξ определяют по формуле (3.80), где

$$\alpha = \frac{\varphi_n - \bar{\varphi}_n (1 - 0{,}5\bar{\varphi}_n)}{1 - \delta}, \qquad (3.91)$$

или по формуле (3.81), где

$$\alpha = \frac{8\varphi_n - (\bar{\varphi}_n + \xi_R)(4 - \bar{\varphi}_n - \xi_R)}{8 (1 - \delta)}. \qquad (3.92)$$

Если значение a'_s не превышает $0{,}15h_0$, можно пользоваться формулой

$$A_s = A'_s = \alpha \frac{R_b b h_0}{R_s}, \qquad (3.93)$$

где α — коэффициент, определяемый по графику рис. 3.10 в зависимости от значений

$$\bar{\varphi}_n \text{ и } \varphi_m = M/R_b b h_0^2. \qquad (3.94)$$

при этом значение момента M относительно центра тяжести сечения отыскивают с учетом прогиба элемента.

При статическом расчете по недеформированной схеме и при использовании коэффициента $\eta > 1$ подбор арматуры по всем приведенным формулам производят, в общем случае, путем последовательных приближений.

Для элементов из бетонов классов от $B15$ до $B45$ при $\lambda = l_0/h \leqslant 25$ и при a'_s не более $0{,}15h_0$ подбор арматуры можно производить без последовательных приближений с помощью графика (см. рис. 3.10), при этом в формулу (3.94) подставляют момент M, определяемый без учета коэффициента η.

При наличии арматуры, расположенной по высоте сечения, расчет внецентренно-сжатых элементов с ненапрягаемой арматурой допускается производить, рассматривая всю арматуру как равномерно распределенную по линиям центров тяжести стержней (рис. 3.11).

При этом площадь сечения арматуры, расположенной у одной из граней, параллельных плоскости изгиба, принимают равной

$$A_{s2} = A_{s2,1} (n_2 + 1), \qquad (3.95)$$

где $A_{s2,1}$ — площадь одного промежуточного стержня этой арматуры (при разных диаметрах промежуточных стержней принимают среднюю площадь сечения промежуточного стержня); n_2 — число промежуточных стержней.

Площадь сечения арматуры, расположенной у одной из граней, перпендикулярных к плоскости изгиба,

$$A_{s1} = \frac{A_s}{2} - A_{s2}, \qquad (3.96)$$

где A_s — площадь всей арматуры в сечении элемента.

Проверку прочности сечения производят в зависимости от относительной высоты сжатой зоны

$$\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{\varphi_{n1} - \alpha_2}{1 + 2\alpha_2/\omega}. \qquad (3.97)$$

При $\xi \leqslant \xi_R$ прочность сечения проверяют из условия

$$Ne_0 \leqslant R_b b h^2 [0{,}5\xi (1 - \xi) + \alpha_2 (\xi_1 - \delta_1) \times$$
$$\times (1 - \xi_1 - \delta_1) - 0{,}05\alpha_2 \xi_1^2 + \alpha_1 (1 - 2\delta_1)], \qquad (3.98)$$

где

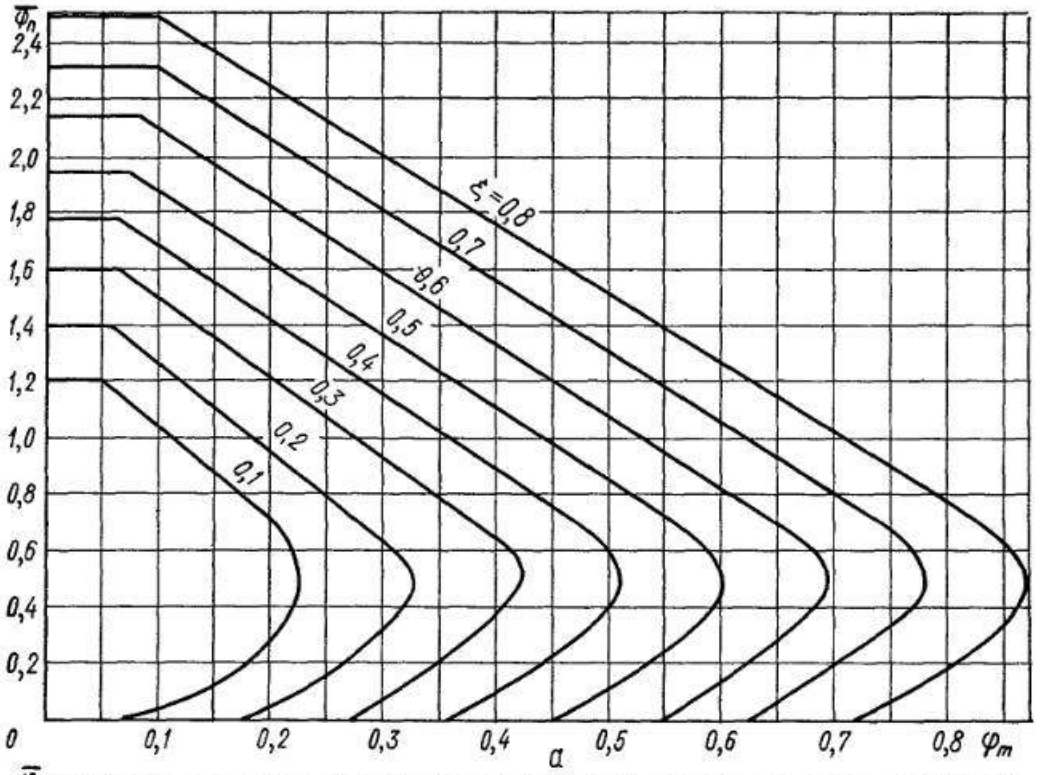
$$\xi_1 = \xi/\omega; \qquad (3.99)$$

$$\varphi_{n1} = N/R_b b h; \qquad (3.100)$$

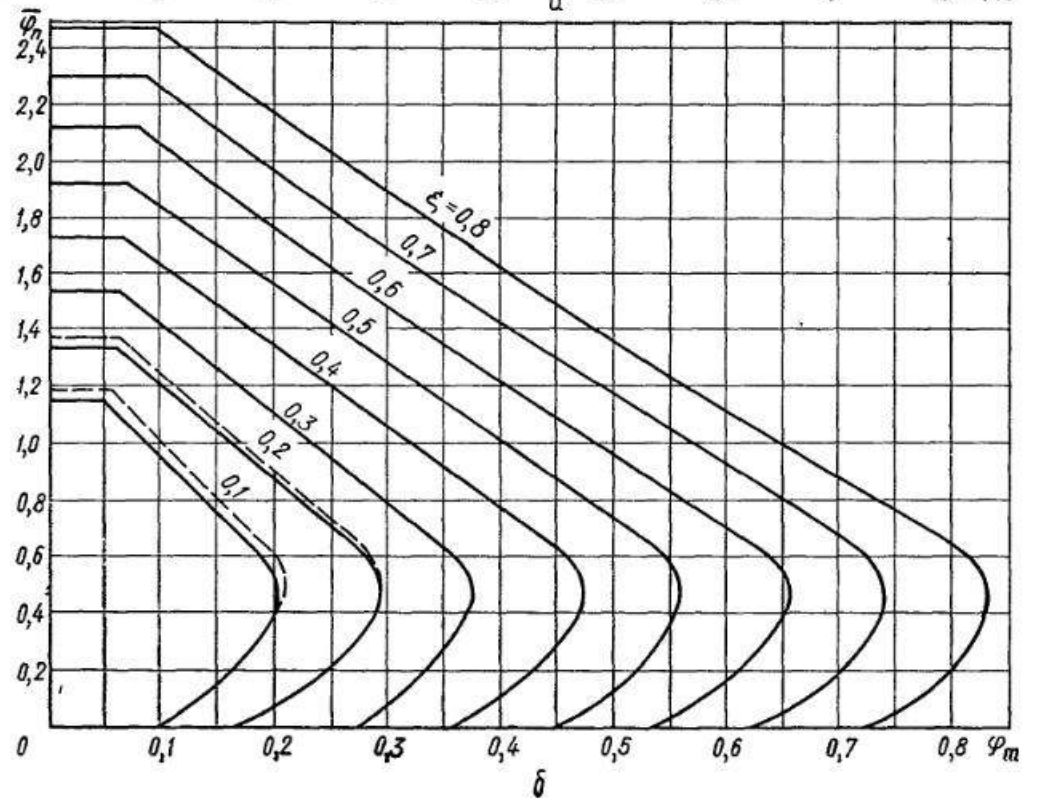
$$\alpha_2 = \frac{R_s A_{s2}}{R_b b h (0{,}5 - \delta_1)}; \qquad (3.101)$$

$$\alpha_1 = \frac{R_s A_{s1}}{R_b b h}; \qquad (3.102)$$

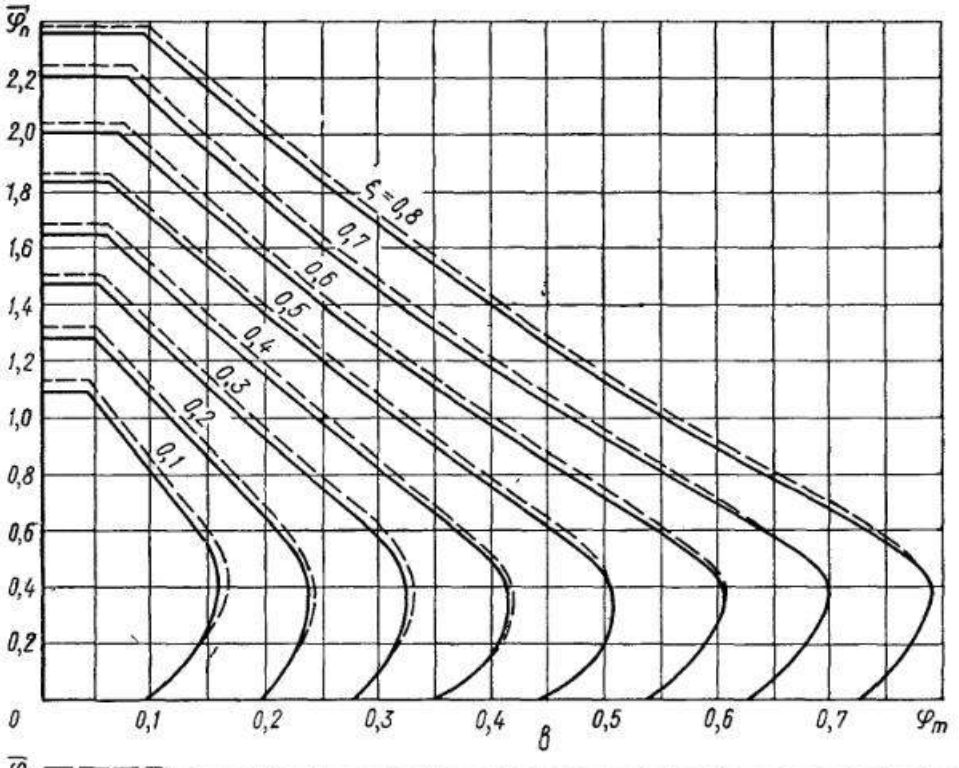
$$\delta_1 = a_{s1}/h. \qquad (3.103)$$


$\overline{\varphi_n}$
2,4
2,2
2,0
1,8
1,6
1,4
1,2
1,0
0,8
0,6
0,4
0,2
0
0,1
0,2
0,3
0,4
0,5
0,6
0,7
0,8
φ_m
$\xi_1=0,8$
0,7
0,6
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1

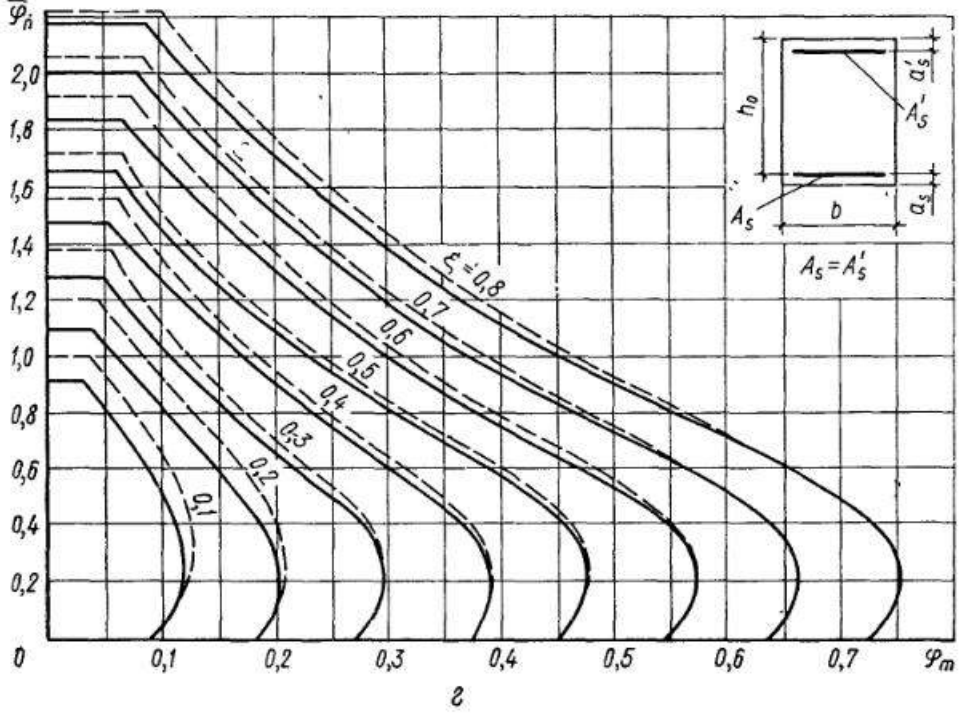
а


$\overline{\varphi_n}$
2,4
2,2
2,0
1,8
1,6
1,4
1,2
1,0
0,8
0,6
0,4
0,2
0
0,1
0,2
0,3
0,4
0,5
0,6
0,7
0,8
φ_m
$\xi_1=0,8$
0,7
0,6
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1

б


$\overline{\varphi_n}$
2,2
2,0
1,8
1,6
1,4
1,2
1,0
0,8
0,6
0,4
0,2
0
0,1
0,2
0,3
0,4
0,5
0,6
0,7
φ_m
$\xi = 0,8$
0,7
0,6
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1

в


$\overline{\varphi_n}$
2,0
1,8
1,6
1,4
1,2
1,0
0,8
0,6
0,4
0,2
0
0,1
0,2
0,3
0,4
0,5
0,6
0,7
φ_m
$\xi = 0,8$
0,7
0,6
0,5
0,4
0,3
0,2
0,1
h_0
a'_s
A'_s
A_s
b
a_s
$A_s = A'_s$

г

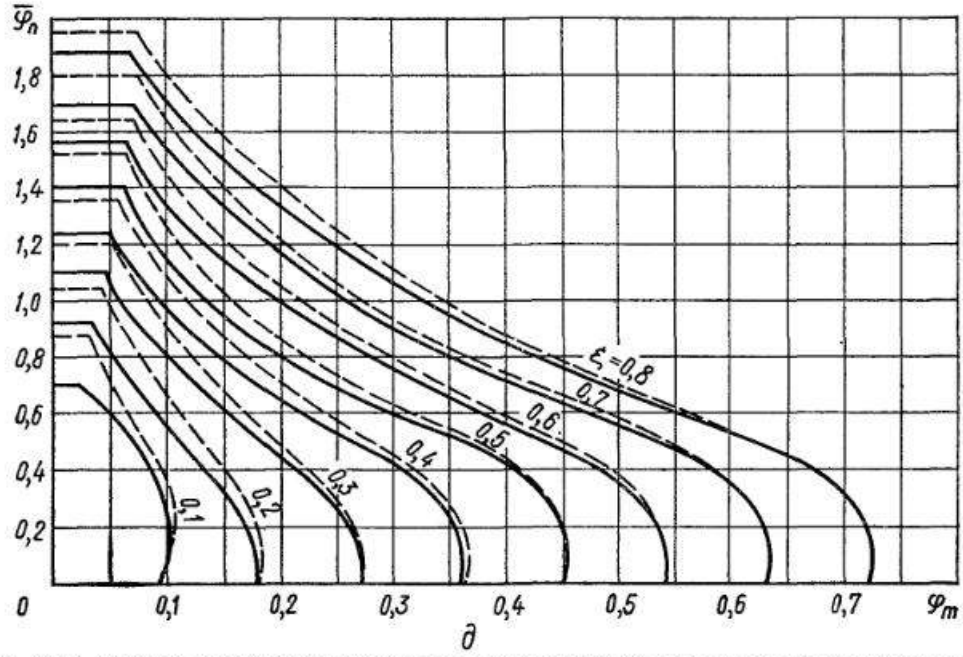


Рис. 3.10. Графики несущей способности внецентренно-сжатых элементов прямоугольного сечения с симметричной арматурой:

а — $\lambda = 0$; *б* — $\lambda = 10$; *в* — $\lambda = 15$; *г* — $\lambda = 20$; *д* — $\lambda = 25$.

При $\xi > \xi_R$ — из условия

$$Ne_0 \leqslant R_b b h^2 \varphi_{n,lim} \frac{\varphi_c - \varphi_{n1}}{\varphi_c - \varphi_{n1,lim}}, \quad (3.104)$$

где φ_c — относительная величина продольной силы при равномерном сжатии всего сечения;

$$\varphi_c = 1 + \frac{R_s A_s}{R_b b h}, \quad (3.105)$$

$\varphi_{n,lim}$ и $\varphi_{n1,lim}$ — относительные величины соответственно изгибающего момента и продольной силы при высоте сжатой зоны $\xi_R h$;

$$\varphi_{n,lim} = 0{,}5\xi_R(1 - \xi_R) + \alpha_2(\xi_R/\omega - \delta_1)(1 - \xi_R/\omega - \delta_1) - 0{,}05\alpha_2(\xi_R/\omega)^2 + \alpha_1(1 - 2\delta_1); \quad (3.106)$$

$$\varphi_{n1,lim} = \xi_R + \alpha_2(2\xi_R/\omega - 1). \quad (3.107)$$

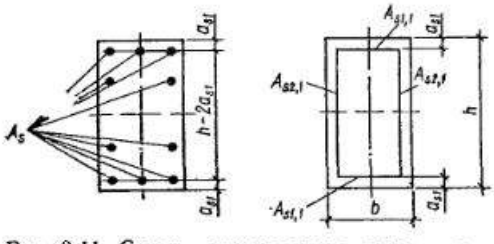


Рис. 3.11. Схема, принимаемая при расчете внецентренно-сжатого элемента прямоугольного сечения с арматурой, расположенной по высоте сечения.

Эксцентриситет продольной силы e_0 определяют с учетом прогиба элемента.

Значения ξ_R и ω определяют по формулам (3.17) и (3.18).

При расположении арматуры в пределах крайних четвертей высоты $h - 2a_{s1}$ (см. рис. 3.11) расчет производят по формулам (3.78)... (3.92), рассматривая арматуру S и S' сосредоточенной по линиям их центров тяжести.

Пример 3.8. Дано: геометрические параметры сечения колонны $b = 0{,}4$ м, $h = 0{,}7$ м, $h_0 = 0{,}66$ м, $a = a' = 0{,}04$ м; расчетная длина колонны $l_0 = 14{,}6$ м; бетон тяжелый класса *B*35, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении ($R_b = 19{,}5$ МПа, $R_{b,ser} = 25{,}5$ МПа, $E_b = 31{,}0$ МПа); арматура симметричная класса A-V ($R_s = 680$ МПа, $E_s = 1{,}9 \cdot 10^5$ МПа) площадью сечения: напрягаемая — $A_{sp} = A'_{sp} = 4{,}02 \cdot 10^{-4}$ м² (2 ⌀ 16), ненапрягаемая — $A_s = A'_s = 2{,}01 \times 10^{-4}$ м² (1 ⌀ 16). Предварительное напряжение с учетом всех потерь $\sigma_{sp} = 575$ МПа; площадь приведенного сечения $A_{red} = 0{,}2876$ м²; усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь напряжений при $\gamma_{sp} = 0{,}9$ — $P_{02} = 396{,}7$ кН. Продольные силы и изгибающие моменты от постоянных и длительных нагрузок: $N_l = 1890$ кН, $M_l = 0$, от ветровых нагрузок — $N_{sh} = 560$ кН, $M_{sh} = 265$ кН · м.

Требуется проверить прочность сечения колонны.

Расчет. Так как имеет место усилие от ветровой нагрузки, проверяем условие (3.1).

Для этого определяем:

$$M_1 = M_{1l} = M_l + N_l 0{,}5\,(h_0 - a') =$$

$$= 0 + 1890 \cdot 0{,}5\,(0{,}66 - 0{,}04) = 585{,}9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M = M_l + M_{sh} = 0 + 265 = 265 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N = N_l + N_{sh} = 1890 + 560 = 2450 \text{ кН};$$

$$M_{1l} = M + N 0{,}5\,(h_0 - a') =$$

$$= 265 + 2450 \cdot 0{,}5\,(0{,}66 - 0{,}04) = 1024{,}5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

С учетом этого $0{,}77 M_{1l} = 0{,}77 \cdot 1024{,}5 = 789$ кН · м $> M_1 = 585{,}9$ кН · м.

Расчет пронзводим только по случаю «б», т. е. на действие всех нагрузок. Приннмая $\gamma_{b2} = 1{,}1$, получим $R_b = 19{,}5 \times 1{,}1 = 21{,}5$ МПа.

При $l_0/h = 14{,}6/0{,}7 = 20{,}8 > 10$, расчет выполняем с учетом прогиба колонны.

Переходим к определению N_{cr}. По формуле (3.14) при $\beta = 1$

$$\varphi_l = 1 + 1\,\frac{585{,}9}{1024{,}5} = 1{,}57.$$

Вычисляем эксцентриситет силы N и сравниваем его с e_a:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{265}{2450} = 0{,}108 \text{ м} > e_a =$$

$$= \frac{14{,}6}{600} = 0{,}024 \text{ м}.$$

Поскольку колонна в данном случае является элементом статически неопределимой конструкции, случайный эксцентрнситет не ,учнты-ваем.

По формуле (3.12)

$$\delta = \frac{0{,}108}{0{,}7} = 0{,}154.$$

Проверяем неравенство (3.13). При $\delta = 0{,}154 > \delta_{min} = 0{,}5 - 0{,}01 \cdot 20{,}8 - 0{,}01 \times 21{,}5 = 0{,}077$; принимаем $\delta = 0{,}154$.

Напряжения обжатия в бетоне

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{02}}{A_{red}} = \frac{396{,}7 \cdot 10^3}{0{,}2876} = 1{,}38 \cdot 10^6 \text{ Па} =$$

$$= 1{,}38 \text{ МПа}.$$

Так как $e_0/h < 1{,}5$, в формуле (3.62) оставляем $\frac{e_0}{h} = 0{,}154$. Тогда

$$\varphi_{sp} = 1 + 15\,\frac{1{,}38}{25{,}5} \cdot 0{,}154 = 1{,}13.$$

Моменты инерции бетонного сечения и арматуры:

$$I_b = \frac{bh^3}{12} = \frac{0{,}4 \cdot 0{,}7^3}{12} = 1{,}143 \cdot 10^{-2} \text{ м}^4;$$

$$I_s = 2\,(A_s + A_{sp})\left(\frac{h_0 - a'}{2}\right)^2 =$$

$$= 2\,(2{,}01 \cdot 10^{-4} + 4{,}02 \cdot 10^{-4})\left(\frac{0{,}66 - 0{,}04}{2}\right)^2 =$$

$$= 1{,}16 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4.$$

По формуле (3.60) при $\alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1{,}9 \cdot 10^5}{3{,}1 \cdot 10^4} = 6{,}13$

$$N_{cr} = \frac{6{,}4 \cdot 3{,}1 \cdot 10^{10}}{14{,}6^2} \times$$

$$\times \left[\frac{1143 \cdot 10^{-5}}{1{,}57}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + 0{,}154/1{,}13} + 0{,}1\right) + 6{,}13 \cdot 1{,}16 \cdot 10^{-4}\right] = 44{,}9 \cdot 10^5 \text{ Н} =$$

$$= 4490 \text{ кН}.$$

По формуле (3.10)

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{2450}{4490}} = 2{,}20.$$

С учетом прогиба элемента $e = e_0\eta + \frac{h_0 - a'}{2} = 0{,}108 \cdot 2{,}20 + 0{,}5\,(0{,}66 - 0{,}04) = 0{,}548$ м.

Переходим непосредственно к проверке прочности сечения, которую производим по алгоритму, приведенному в табл. 3.10.

Поскольку в сечении применяется ненапрягаемая арматура с условным пределом текучести, значения $A_{sp} = A'_{sp}$ заменяем на $A^*_{sp} = A'^*_{sp} = A_{sp} + A_s = 6{,}03 \cdot 10^{-4}$ м², а напряжения σ_{sp} — на усредненные значения

$$\sigma^*_{sp} = 575 \cdot \frac{A_{sp}}{A^*_{sp}} = 575 \cdot \frac{2}{3} = 383 \text{ МПа}.$$

Кроме того, принимаем $A_s = A'_s = 0$.

Определяем напряжения в арматуре S':

$$\sigma_{sc} = 390 - 1{,}1 \cdot 383 = -31{,}3 \text{ МПа},$$

переходим к п. 2.

По формуле (3.67) при $\gamma_{s6} = 1$

$$x = \frac{2{,}45 \cdot 10^6 + (680 \cdot 10^6 + 31{,}3 \cdot 10^6) \times 6{,}03 \cdot 10^{-4}}{21{,}5 \cdot 10^6 \cdot 0{,}4} =$$

$$= 0{,}335 \text{ м}.$$

По формуле (3.17) при $\gamma_{b2} = 1{,}1$, класге арматуры A-V, классе бетона $B35$ имеем $= 0{,}388$, переходим к п. 3.

При $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{0{,}335}{0{,}66} = 0{,}508 > \xi_R = 0{,}388$,

переходнм к п. 9, затем к п. 10.

По формуле (3.18) прн $\gamma_{b2} = 1{,}1$ и классе бетона $B35$ находим $\omega = 0{,}67$. По формулам (3.70) и (3.71) при $\sigma_{sp}/R_s = 0{,}51$ вычисляем

$\xi_{el} = 0{,}562$ и $\varphi = 1{,}15$, переходим к п. 11.

По формуле (3.69)

$$x = \frac{2{,}45 \cdot 10^6 + 680 \cdot 10^6 \cdot 6{,}03 \cdot 10^{-4} \times (0{,}8 + 0{,}562 \cdot 1{,}15)}{21{,}5 \cdot 10^6 \cdot 0{,}4 + 680 \cdot 10^6 \times \times 6{,}03 \cdot 10^{-4} \cdot 1{,}15/0{,}65} + \frac{31{,}3 \cdot 10^6 \cdot 6{,}03 \cdot 10^{-4}}{21{,}5 \cdot 10^6 \cdot 0{,}4 + 680 \cdot 10^6 \cdot 6{,}03 \times \times 10^{-4} \cdot 1{,}15/0{,}66} =$$

$= 0{,}329$ м, переходим к п. 12.

При $x = 0{,}329$ м $< \xi_{el} h_0 = 0{,}562 \cdot 0{,}66 =$ $= 0{,}371$ м переходим к п. 15.

Проверяем условие (3.68). Так как $21{,}5 \cdot 10^6 \times \times 0{,}4 \cdot 0{,}329 \cdot (0{,}66 - 0{,}5 \cdot 0{,}329) - 31{,}3 \times \times 10^6 \cdot 6{,}03 \cdot 10^{-4} \cdot (0{,}66 - 0{,}04) = 1{,}39 \cdot 10^6$ Н · м $= 1390$ кН · м $> Ne = 2450 \cdot 0{,}548 =$ $= 1340$ кН · м, прочность сечения обеспечена.

Расчет элементов прямоугольного сечения с несимметричной арматурой. Проверку прочности прямоугольных сечений с несимметричной ненапрягаемой арматурой, сосредоточенной у наиболее сжатой и растянутой (менее сжатой) граней элемента, производят в зависимости от высоты сжатой зоны

$$x = \frac{N + R_s (A_s + A'_s)}{R_b b} \qquad (3.108)$$

таким же образом, как это делалось при расчете сечений с симметричной ненапрягаемой арматурой. При $x \leqslant \xi_R h_0$ должно выполняться условие (3.79); при $x > \xi_R h_0$ также должно выполняться условие (3.79), при этом высоту сжатой зоны принимают равной ξh_0.

Для элементов из бетонов классов $B30$ и ниже

$$\xi = \frac{\bar{\varphi}_n (1 - \xi_R) + (\alpha + \alpha') \xi_R + (\alpha - \alpha')}{1 - \xi_R + 2\alpha}; \qquad (3.109)$$

для элементов из бетонов классов выше $B30$

$$\xi = -\frac{\alpha' + \varphi_s \alpha - \bar{\varphi}_n}{2} + \sqrt{\left(\frac{\alpha' + \varphi_s \alpha - \bar{\varphi}_n}{2}\right)^2 + \varphi_s \alpha \omega}. \qquad (3.110)$$

Значения $\bar{\varphi}_n$, α и φ_s определяют по формулам (3.82)...(3.84), значение α' — по формуле

$$\alpha' = R_{sc} A'_s / R_b b h_0. \qquad (3.111)$$

Площади сечения сжатой и растянутой арматуры, соответствующие минимуму их суммы для элементов из бетонов: классов $B30$ и ниже

$$A'_s = \frac{Ne - 0{,}4 R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a'_s)}; \qquad (3.112)$$

$$A_s = \frac{0{,}55 R_b b h_0 - N}{R_s} + A'_s; \qquad (3.113)$$

классов выше $B30$

$$A'_s = \frac{Ne - B_R R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a'_s)}; \qquad (3.114)$$

$$A_s = \frac{\xi_R R_b b h_0 - N}{R_s} + A'_s. \qquad (3.115)$$

Значение B_R принимают не более 0,4, значение ξ_R — не более 0,55.

При отрицательном значении A_s, полученном по формуле (3.113) или (3.115), площадь арматуры S принимают минимальной из конструктивных требований, но не менее

$$A_{s,min} = \frac{N (h_0 - a'_s - e) - R_b b h (0{,}5h - a'_s)}{R_{sc} (h_0 - a'_s)}. \qquad (3.116)$$

При отрицательном значении $A_{s,min}$, полученном по формуле (3.116), площадь сечения арматуры S' определяют по формуле

$$A'_s = \frac{Ne - \omega (1 - 0{,}5\omega) R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a'_s)}, \qquad (3.117)$$

а при положительном значении $A_{s,min}$ — по формуле

$$A'_s = \frac{N - R_b b h}{R_{sc}} - A_{s.min}. \qquad (3.118)$$

Если принятая площадь сечения сжатой арматуры A'_s значительно превышает ее значение, вычисленное по формулам (3.112) и (3.114) (например, при отрицательном значении A'_s), то площадь сечения растянутой арматуры может быть уменьшена исходя из формулы

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_0 - N + R_{sc} A'_s}{R_s}, \qquad (3.119)$$

где ξ определяют по табл. 3.5 в зависимости от значения

$$B_0 = \frac{Ne - R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s)}{R_b b h_0^2}. \qquad (3.120)$$

Пример 3.9. Дано: геометрические параметры сечения $b = 0{,}4$ м, $h = 0{,}5$ м, $a_s = a'_s = 0{,}04$ м, $h_0 = 0{,}46$ м; расчетная длина элемента $l_0 = 8$ м; бетон мелкозернистый группы А, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении, класса $B25$ ($R_b = 14{,}5$ МПа, $E_b = 2{,}15 \cdot 10^4$ МПа), арматура класса А-II ($R_s = R_{sc} = 280$ МПа, $E_s = 2{,}1 \cdot 10^5$ МПа) площадью сечения $A_s = 24{,}63 \cdot 10^{-4}$ м^2 ($4 \varnothing 28$) и $A'_s = 12{,}32 \cdot 10^{-4}$ м^2 ($2 \varnothing 28$). Продольные силы и изгибающие моменты: от постоянных и длительных нагрузок $N_l = 600$ кН, $M_l = 165$ кН · м; от кратковремен-

ной нагрузки $N_{sh} = 100$ кН, $M_{sh} = 190$ кН · м.

Требуется проверить прочность сечения.

Расчет выполняем по случаю «б», т. е. на действие всех нагрузок. Принимая $\gamma_{b2} = 1{,}1$, получим $R_b\gamma_{b2} = 14{,}5 \cdot 1{,}1 = 16{,}0$ МПа.

Продольная сила и изгибающий момент

$$N = N_l + N_{sh} = 600 + 100 = 700 \text{ кН};$$

$$M = M_l + M_{sh} = 165 + 190 = 355 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

При $l_0/h = 8/0{,}5 = 16 > 10$, расчет ведем с учетом прогиба элемента. По формуле (3.61) вычисляем значение N_{cr}. Для этого определяем

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_l + N_l 0{,}5\,(h_0 - a_s')}{M + N 0{,}5\,(h_0 - a_s')} =$$

$$= 1 + 1{,}3 \frac{165 + 600 \cdot 0{,}5\,(0{,}46 - 0{,}04)}{355 + 700 \cdot 0{,}5\,(0{,}46 - 0{,}04)} = 1{,}75;$$

$$\mu_s\alpha_s = \frac{A_s + A_s'}{bh} \frac{E_s}{E_b} =$$

$$= \frac{24{,}63 \cdot 10^{-4} + 12{,}32 \cdot 10^{-4}}{0{,}4 \cdot 0{,}5} \times$$

$$\times \frac{2{,}1 \cdot 10^5}{2{,}15 \cdot 10^4} = 0{,}180;$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{355}{700} = 0{,}507 \text{ м}.$$

Так как $\frac{e_0}{h} = \frac{0{,}507}{0{,}50} = 1{,}01 > \delta_{min} =$ $= 0{,}195$ (см. табл. 3.3), принимаем $\delta = 0{,}01$. Тогда

$$N_{cr} = \frac{1{,}6 \cdot 2{,}15 \cdot 10^{10} \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}5}{16^2} \times$$

$$\times \left[\frac{\frac{0{,}11}{0{,}1 + 1{,}01} + 0{,}1}{3 \cdot 1{,}75} + \right.$$

$$\left. + 0{,}180 \left(\frac{0{,}46 - 0{,}04}{0{,}5} \right)^2 \right] = 44{,}32 \cdot 10^5 \text{ Н} =$$

$$= 4432 \text{ кН}.$$

По формуле (3.10)

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{700}{4432}} = 1{,}19.$$

По формуле (3.108):

$$x = \frac{700 \cdot 10^3 + 280 \cdot 10^6 \times}{\times\,(24{,}63 \cdot 10^{-4} - 12{,}32 \cdot 10^{-4})} = 0{,}163 \text{ м}.$$
$$16{,}0 \cdot 10^6 \cdot 0{,}4$$

По формуле (3.17) при $\gamma_{b2} = 1{,}1$ классе бетона $B25$ и классе арматуры А-II находим $\xi_R = 0{,}527$.

Так как $x = 0{,}163 < \xi_R h_0 = 0{,}527 \cdot 0{,}46 = 0{,}242$ м, прочность сечения проверяем из условия (3.79).

При $e = e_0\eta + 0{,}5\,(h_0 - a_s') = 0{,}507 \times 1{,}19 + 0{,}5\,(0{,}46 - 0{,}04) = 0{,}814$ м имеем $16{,}0 \cdot 10^6 \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}163\,(0{,}46 - 0{,}5 \cdot 0{,}163) + 280 \cdot 10^6 \cdot 12{,}32 \cdot 10^{-4}\,(0{,}46 - 0{,}04) = 540 \cdot 10^3$ Н · м $= 540$ кН · м $< Ne = 700 \times 0{,}814 = 570$ кН · м, т. е. прочность сечения недостаточна; для повышения прочности сечения необходимо повысить класс бетона и арматуры или увеличить содержание арматуры.

Расчет элементов двутаврового сечения с симметричной арматурой. Прочность двутавровых сечений с симметричной напрягаемой и ненапрягаемой арматурой, сосредоточенной в полках (рис. 3.12), проверяют следующим образом.

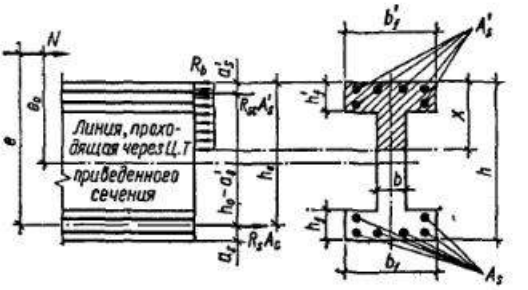


Рис. 3.12. Схема усилий в двутавровом сечении внецентренно-сжатого железобетонного элемента.

Если выполняется условие

$$N \leqslant R_b b_f' h_f' - A_{sp}\,(\gamma_{s6}R_s - \sigma_{sc}) \quad (3.121)$$

(граница сжатой зоны проходит в полке), расчет производят как для прямоугольного сечения шириной b_f'.

Если условие (3.121) не выполняется (граница сжатой зоны проходит в ребре), расчет производят в зависимости от высоты сжатой зоны

$$x = \frac{N + A_{sp}\,(\gamma_{s6}R_s - \sigma_{sc}) - R_b A_{0v}}{R_b b}; \quad (3.122)$$

а) при $\xi \leqslant \xi_R$ прочность сечения проверяют из условия

$$Ne \leqslant R_b bx\,(h_0 - 0{,}5x) + R_b A_{0v}\,(h_0 - 0{,}5h_f') +$$

$$+ \sigma_{sc}A_{sp}'\,(h_0 - a_{sp}') + R_{sc}A_s'\,(h_0 - a_s'), \quad (3.123)$$

где

$$A_{0v} = (b_f' - b)\,h_f'; \quad (3.124)$$

б) при $\xi > \xi_R$ прочность сечения проверяют из этого же условия, при этом высоту сжатой зоны x при арматуре с условным пределом

Таблица 3.11. **Проверка прочности внецентренно-сжатых элементов двутаврового сечения с симметричной арматурой**

№ п.п	Алгоритм
1	Если часть арматуры A_s и A'_s с условным пределом текучести применяют без предварительного напряжения, расчет производят с учетом замены, соответственно, A_{sp}, A'_{sp} и σ_{sp}, σ'_{sp} на A^*_{sp}, A'^*_{sp} и σ^*_{sp}, σ'^*_{sp}, вычисляемые по формулам (3.76), (3.77); если сечение армировано большим количеством ненапрягаемой арматуры с физическим пределом текучести ($R_sA_s > 0{,}2R_sA_{sp}$), расчет производят по формулам общего случая.
2	При $\gamma_{s6} = 1$ проверяют условие (3.121). Если это условие выполняется, сечение рассчитывают как прямоугольное шириной b'_f, иначе переходят к п. 3.
3	По формуле (3.124) вычисляют A_{0v}.
4	По формуле (3.122) при $\gamma_{s6} = 1$ вычисляют x.
5	По формулам (3.70), (3.71) и (3.74) определяют ξ_{el}, φ и $\bar{R}_s$, а по формуле (3.17) — ξ_R.
6	Если $x/h_0 \leqslant \xi_R$, переходят к п. 7, иначе: для арматуры с физическим пределом текучести — к п. 14, для арматуры с условным пределом текучести — к п. 11.
7	По формулам (3.21) вычисляют γ_{s6}.
8	По формуле (3.122) вычисляют x.
9	Вычисляют e с учетом прогиба элемента.
10	Проверяют условие (3.123); конец.
11	По формуле (3.125) определяют x.
12	Если $x > \xi_{el}h_0$, переходят к п. 14, иначе — к п. 13.
13	Проверяют условие (3.123); конец.
14	По формуле (3.126) вычисляют B.
15	По формуле (3.72) вычисляют x.
16	Проверяют условие (3.123); конец.

текучести определяют по формуле

$$x = \frac{N + R_sA_{sp}(\beta + \xi_{el}\varphi) - R_bA_{0v} - \sigma_{sc}A'_{sp}}{R_bb + \bar{R}_sA_{sp}\varphi/h_0}. \quad (3.125)$$

Если высота сжатой зоны, определенная по формуле (3.125), окажется больше $\xi_{el}h_0$, в условие (3.123) подставляют значение x, определяемое по формуле (3.72), где

$$B = \frac{(\bar{R}_s - \sigma_{sp})A_{sp} + R_sA_s + \sigma_{sc}A'_{sp} + R_{sc}A'_s + R_bA_{0v} - N}{2R_bb}. \quad (3.126)$$

Значения ξ_{el}, φ и $\bar{R}_s$ определяют по формулам, соответственно (3.70), (3.71) и (3.74); коэффициент β расшифрован на с. 76.

При напрягаемой арматуре с физическим пределом текучести высоту сжатой зоны x при $\xi > \xi_R$ всегда определяют по формуле (3.72).

При большом количестве ненапрягаемой арматуры с физическим пределом текучести (при $R_sA_s > 0{,}2R_sA_{sp}$) формулами (3.125) и (3.72) пользоваться не следует. В этом случае высоту сжатой зоны определяют по формулам приведенного ниже общего случая.

Проверку прочности элементов двутаврового сечения с симметричной арматурой рекомендуется производить по алгоритму, приведенному в табл. 3.11.

При наличии ненапрягаемой арматуры с условным пределом текучести расчет прочности двутавровых сечений производят таким же образом, как и соответствующих прямоугольных сечений.

Прочность двутавровых сечений с симметричной ненапрягаемой арматурой проверяют аналогичным образом.

Если соблюдается условие

$$N \leqslant R_bb'_fh'_f \quad (3.127)$$

(граница сжатой зоны проходит в полке), расчет производят как для прямоугольных сечений шириной b'_f.

Если условие (3.127) не соблюдается (граница сжатой зоны проходит в ребре), расчет производят в зависимости от высоты сжатой зоны

$$x = \frac{N - R_bA_{0v}}{R_bb}; \quad (3.128)$$

а) при $x \leqslant \xi_Rh_0$ прочность сечения проверяют из условия

$$Ne \leqslant R_bbx(h_0 - 0{,}5x) + R_bA_{0v}(h_0 - 0{,}5h'_f) + R_{sc}A'_s(h_0 - a'_s); \quad (3.129)$$

б) при $x > \xi_Rh_0$ прочность сечения проверяют из этого же условия, при этом высоту сжатой зоны определяют по формуле

$$x = h_0\left[-\frac{\alpha + \varphi_s\alpha + \alpha_{0v} - \bar{\varphi}_n}{2} + \sqrt{\left(\frac{\alpha + \varphi_s\alpha + \alpha_{0v} - \bar{\varphi}_n}{2}\right)^2 + \varphi_s\alpha\omega}\right], \quad (3.130)$$

где

$$\alpha_{0v} = A_{0v}/bh_0. \quad (3.131)$$

Значения $\bar{\varphi}_n$ и α определяют по формулам (3.82) и (3.83), значения φ_s и ω — по формулам (3.84) и (3.18).

Значение e определяют по формуле (3.75).

Если значение x по формуле (3.130) превышает $h - h_f$ (т. е. граница сжатой зоны проходит по менее сжатой полке), можно учесть повышение несущей способности сечений за счет включения в работу менее сжатой полки. Расчет при этом, если $b'_f = b_f$, производят по формулам (3.129) и (3.130) с заменой b на b_f,

h_f' на $(h + h_f' - h_f)$ и A_{0v} на $-(b_f' - b)(h - h_f' - h_f)$.

Требуемое количество арматуры при расчете прочности двутавровых сечений с симметричной ненапрягаемой арматурой определяют следующим образом.

При соблюдении условия (3.127) подбор арматуры производят как для прямоугольного сечения шириной b_f'.

Если условие (3.127) не соблюдается, подбор арматуры производят в зависимости от относительной высоты сжатой зоны

$$\xi = \bar{\varphi}_n - \alpha_{0v}. \qquad (3.132)$$

Площадь сечения арматуры S и S' при $\xi \leqslant \xi_R$

$$A_s = A_s' = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\varphi_n - \xi(1 - 0{,}5\xi) - B_{0v}}{1 - \delta}, \qquad (3.133)$$

при $\xi > \xi_R$

$$A_s = A_s' = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\varphi_n - \xi_1(1 - 0{,}5\xi_1) - B_{0v}}{1 - \delta}, \qquad (3.134)$$

где

$$B_{0v} = \alpha_{0v}(1 - 0{,}5h_f'/h_0). \qquad (3.135)$$

Значения $\bar{\varphi}_n$, α_{0v}, φ_n и δ определяют по формулам, соответственно, (3.82), (3.131), (3.89) и (3.90), значение $\xi_1 = \frac{x}{h_0}$ — по формуле (3.130), где

$$\alpha = \frac{\varphi_n - \xi_2(1 - 0{,}5\xi_2) - B_{0v}}{1 - \delta}; \qquad (3.136)$$

$$\xi_2 = 0{,}5(\xi + \xi_R). \qquad (3.137)$$

Для бетонов классов $B30$ и ниже в формуле (3.136) можно принимать $\xi_2 = \xi$.

При расчете элементов двутаврового сечения с переменной высотой свесов полок значения h_f' и h_f принимают равными средней высоте свесов.

Пример 3.10. Дано: геометрические параметры сечения приведены на рис. 3.13; расчетная длина элемента в плоскости изгиба $l_0 = 16{,}2$ м, из плоскости изгиба — $l_0 = l = 10{,}8$ м; бетон тяжелый, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении, класса $B30$ ($R_b = 17{,}0$ МПа, $E_b = 2{,}9 \cdot 10^4$ МПа); арматура симметричная класса А-III ($R_s = R_{sc} = 365$ МПа). Продольные силы и изгибающие моменты: от постоянных и длительных нагрузок $N_l = 4800$ кН, $M_l = 2480$ кН · м, от всех нагрузок $N = 6000$ кН, $M = 3100$ кН · м.

Требуется определить площадь сечения арматуры.

Расчет. Требуемое количество арматуры будем определять исходя из прочности сечения в плоскости изгиба.

Принимаем расчетную толщину полки h_f' равной средней высоте свесов: $h_f' = h_f = 0{,}2 + 0{,}5 \cdot 0{,}03 = 0{,}215$ м.

Высоту защитного слоя принимаем ориентировочно: $a_s = a_s' = 0{,}08$ м, тогда $h_0 = 1{,}5 - 0{,}08 = 1{,}42$ м

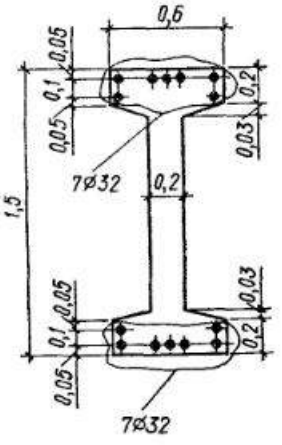


Рис. 3.13. К примеру 3.10 (размеры в м).

Площадь и момент инерции бетонного сечения: $A_b = 0{,}2 \times 1{,}5 + 2 \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}215 = 0{,}472$ м²;

$$I_b = \frac{0{,}2 \cdot 1{,}5^3}{12} + 2\frac{0{,}4 \cdot 0{,}215^3}{12} + 2 \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}215\left(\frac{1{,}5}{2} - \frac{0{,}215}{2}\right)^2 = 0{,}1279 \text{ м}^4.$$

Радиус инерции сечения $\iota_b = \sqrt{\frac{I_b}{A_b}} = \sqrt{\frac{0{,}1279}{0{,}472}} = 0{,}52$ м.

Так как $14 < \frac{l_0}{\iota_b} = \frac{16.2}{0{,}52} = 31{,}1 < 35$, расчет ведем с учетом прогиба элемента.

По формуле (3.65):

$$N_{cr} = \frac{2 \cdot 2{,}9 \cdot 10^{10} \cdot 0{,}1279}{16{,}2^2} = 2{,}92 \cdot 10^7 \text{ Н} = 29\,200 \text{ кН}.$$

По формуле (3.10) $\eta = \frac{1}{1 - \frac{6000}{29\,200}} = 1{,}26$.

С учетом прогиба элемента $e = e_0\eta + 0{,}5 \times (h_0 - a_s') = \frac{3100}{6000}\,1{,}26 + 0{,}5(1{,}42 - 0{,}08) = 1{,}32$ м.

Призменная прочность бетона с учетом коэффициента $\gamma_{b2} = 1{,}1$ $R_b\gamma_{b2} = 17{,}0 \cdot 1{,}1 = 18{,}7$ МПа.

Проверяем условие (3.121) Так как $18{,}7 \times \times 10^6 \cdot 0{,}6 \cdot 0{,}215 = 2{,}41 \cdot 10^6$ Н $= 2410$ кН $<$

$< N = 6000$ кН, расчет следует вести как для двутаврового сечения.

Площадь сжатых свесов полки $A_{0v} = (b_f' - b)\, h_f' = (0{,}6—0{,}2)\, 0{,}215 = 0{,}086$ м².

По формулам (3.82), (3.89), (3.90), (3.131) и (3.135):

$$\bar{\varphi}_n = \frac{6\,000\,000}{18{,}7 \cdot 10^6 \cdot 0{,}2 \cdot 1{,}42} = 1{,}13;$$

$$\varphi_n = \frac{6\,000\,000 \cdot 1{,}32}{18{,}7 \cdot 10^6 \cdot 0{,}2 \cdot 1{,}42^2} = 1{,}05;$$

$$\delta = \frac{0{,}08}{1{,}42} = 0{,}056;$$

$$\alpha_{0v} = \frac{0{,}086}{0{,}2 \cdot 1{,}42} = 0{,}302;$$

$$B_{0v} = 0{,}302\left(1 - \frac{0{,}215}{2 \cdot 1{,}42}\right) = 0{,}279.$$

По формуле (3.132) $\xi = 1{,}13 - 0{,}302 = 0{,}828$. По формуле (3.17) при $\gamma_{b2} = 1{,}1$, классе арматуры A-III и классе бетона $B30$ $\xi_R = 0{,}518$. Так как $\xi = 0{,}828 > \xi_R = 0{,}518$, площадь арматуры определяем по формуле (3.134). Для этого по формуле (3.136) вычисляем α и x:

$$\alpha = \frac{1{,}05 - 0{,}828\,(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}828) - 0{,}279}{1 - 0{,}056} = 0{,}303.$$

По формулам (3.18) и (3.84) при $\gamma_{b2} = 1{,}1$, классе арматуры A-III и классе бетона $B30$ находим $\omega = 0{,}696$ и $\varphi_s = 2{,}904$, по формуле (3.130)

$$x = 1{,}42\left[-\frac{0{,}303 + 2{,}904 \cdot 0{,}303 + 0{,}302 - 1{,}13}{2} + \sqrt{\left(\frac{0{,}303 + 2{,}904 \cdot 0{,}303 + 0{,}302 - 1{,}13}{2}\right)^2 + 2{,}904 \cdot 0{,}303 \cdot 0{,}696}\right] = 0{,}888 \text{ м}.$$

Откуда $\xi = \frac{x}{h_0} = \frac{0{,}888}{1{,}42} = 0{,}625$.

Так как $A_s = A_s' = \frac{18{,}7 \cdot 10^6 \cdot 0{,}2 \cdot 1{,}42}{365 \cdot 10^6} \times \frac{1{,}05 - 0{,}625\,(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}625) - 0{,}279}{1 - 0{,}056} =$

$= 52{,}6 \cdot 10^{-4}$ м², принимаем $A_s = 56{,}3 \times 10^{-4}$ м² (7 Ø 32). Арматуру располагаем как показано на рис. 3.13.

Аналогичным образом, в принципе, можно проверить прочность сечения и из плоскости изгиба, приняв $e_0 = e_a = h/30 = 0{,}6/30 = 0{,}02$ м и $l_0 = 10{,}8$ м.

Расчет элементов кольцевого сечения (рис. 3.14). В основу расчета элементов кольцевого сечения кроме предпосылок, общих для расчета прочности нормальных сечений, положены следующие дополнительные допущения:

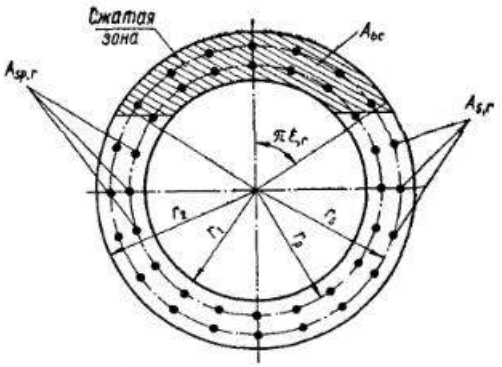


Рис. 3.14. Схема, принимаемая при расчете кольцевого сечения внецентренно-сжатого элемента.

эпюра напряжений в арматуре сжатой зоны от внешних воздействий прямоугольная с напряжением R_{sc};

эпюра предварительного напряжения в напрягаемой арматуре всего сечения прямоугольная;

напряжения от внешних воздействий в арматуре растянутой зоны переменные и соответствуют линейному распределению приращений деформаций от указанных воздействий по высоте сечения элемента.

Последнюю предпосылку учитывают в расчете с помощью равнодействующей усилий в арматуре растянутой зоны, значение и положение которой зависят от относительной площади сжатой зоны бетона, вида арматуры и ее предварительного напряжения.

Проверку прочности кольцевых сечений с напрягаемой и ненапрягаемой арматурой, равномерно распределенной по окружности (при числе продольных стержней, равноудаленных от центра сечения, не менее 6), при соотношении внутреннего и наружного радиусов $r_1/r_2 \geqslant 0{,}5$ производят из условия

$$Ne_0 \leqslant (R_b A_b r_m + R_{sc} A_{sp,r} r_p + R_{sc} A_{s,r} r_s)\frac{\sin \pi\xi_r}{\pi} + R_s A_{sp,r} \varphi_p' z_p + R_s A_{s,r} \varphi_s z_s, \qquad (3.138)$$

где

$$r_m = 0{,}5\,(r_1 + r_2); \qquad (3.139)$$

$A_{sp,r}$ — площадь сечения всей напрягаемой продольной арматуры; $A_{s,r}$ — площадь сечения всей ненапрягаемой арматуры; r_p и r_s — радиусы окружностей, проходящих через центры тяжести стержней соответственно площадью $A_{sp,r}$ и $A_{s,r}$; ξ_r — относительная площадь сжатой зоны бетона с учетом прямоугольной

эпюры напряжений

$$\xi_r = \frac{N + (\sigma_{sp} + B_p R_s) A_{sp,r} + B_s R_s A_{s,r}}{R_b A_b + (R_{sc} + A_{sp} B_p R_s) A_{sp,r} + (R_{sc} + (\Delta_s B_s R_s) A_{s,r}}, \quad (3.140)$$

где

$$B_p = \varphi_r - \sigma_{sp}/R_s; \quad (3.141)$$

$$B_s = \varphi_r; \quad (3.142)$$

$$\Delta_p = \Delta_s = 1{,}5 + 6R_s \cdot 10^{-4}; \quad (3.143)$$

z_p и z_s — расстояния от равнодействующей в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре растянутой зоны до центра тяжести сечения:

$$z_p = (0{,}2 + 1{,}3\xi_r) r_p; \quad (3.144)$$

$$z_s = (0{,}2 + 1{,}3\xi_r) r_s, \quad (3.145)$$

но принимаемые не более, соответственно r_p и r_s; φ_p' и φ_s — коэффициенты, характеризующие относительные усилия в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре растянутой зоны от внешней нагрузки:

$$\varphi_p' = B_p (1 - \Delta_p \xi_r); \quad (3.146)$$

$$\varphi_s = B_s (1 - \Delta_s \xi_r). \quad (3.147)$$

Для арматуры с условным пределом текучести коэффициент φ_r принимают равным 1,1, для арматуры с физическим пределом текучести — 1,0.

Если при подсчете по формуле (3.146) окажется, что $\varphi_p' \leqslant 0$, производят перерасчет относительной площади сжатой зоны бетона ξ_r при $B_p = 0$. Если при подсчете по формуле (3.147) окажется, что $\varphi_s \leqslant 0$, производят перерасчет ξ_r при $B_s = 0$.

Предварительное напряжение напрягаемой арматуры σ_{sp} вводят в расчет с коэффициентом γ_{sp}, бо́льшим единицы.

Если $\xi_r < 0{,}15$, в условие (3.138) подставляют

$$\xi_r = \frac{N + (\sigma_{sp} + \varphi_p' R_s) A_{sp,r} + \varphi_s R_s A_{s,r}}{R_b A_b + R_{sc} A_{sp,r} + R_{sc} A_{s,r}}, \quad (3.148)$$

при этом значения z_p, z_s, φ_p' и φ_s определяют по формулам (3.144)...(3.147) при $\xi_r = 0{,}15$.

Проверку прочности элементов кольцевого сечения с напрягаемой и ненапрягаемой арматурой, равномерно распределенной по окружности, рекомендуется производнть по алгоритму, приведенному в табл. 3.12.

Прочность кольцевых сечений при соотношении внутреннего и наружного радиусов $r_1/r_2 \geqslant 0{,}5$ с ненапрягаемой арматурой, равномерно распределенной по окружности (при числе продольных стержней не менее 6), проверяют следующим образом в зависимости от относительной площади сжатой зоны бетона

$$\xi_r = \frac{N + R_s A_{s,r}}{R_b A_b + 2{,}7 R_s A_{s,r}}: \quad (3.149)$$

Таблица 3.12. **Проверка прочности элементов кольцевого сечения**

№ п.п	Алгоритм
1	Определяют геометрические параметры сечения $A_{sp,r}$, $A_{s,r}$, r_p, r_s, а также r_m по формуле (3.139).
2	Вычисляют гибкость элемента. Величину e_0, если это необходимо, вычисляют с учетом прогиба элемента.
3	Вычисляют σ_{sp} с учетом $\gamma_{sp} > 1$.
4	По формулам (3.141) ... (3.143) вычисляют коэффициенты B_p, B_s, Δ_p и Δ_s.
5	По формуле (3.140) вычисляют ξ_r.
6	Если $\xi_r < 0{,}15$, переходят к п. 7, иначе — к п. 8.
7	Принимают $\xi_r = 0{,}15$.
8	По формулам (3.144) и (3.145) вычисляют z_p и z_s.
9	Если $z_p \leqslant r_p$ и $z_s \leqslant r_s$, переходят к п. 13; если $z_p > r_p$ и $z_s > r_s$, переходят к п. 10; если $z_p > r_p$, переходят к п. 11; если $z_s > r_s$, переходят к п. 12.
10	Принимают $z_p = r_p$ и $z_s = r_s$, переходят к п. 13.
11	Принимают $z_p = r_p$, переходят к п. 13.
12	Принимают $z_s = r_s$, переходят к п. 13.
13	По формулам (3.146) и (3.147) вычисляют φ_p' и φ_s.
14	Если $\varphi_p' \leqslant 0$, переходят к п. 15, если $\varphi_s \leqslant 0$ — к п. 16; иначе — к п. 18.
15	По формуле (3.140) при $B_p = 0$ вычисляют ξ_r, переходят к п. 17.
16	По формуле (3.140) при $B_s = 0$ вычисляют ξ_r.
17	Выполняют пп. 8...12.
18	Проверяют условие (3.138); конец.

а) при $0{,}15 \leqslant \xi_r \leqslant 0{,}6$ должно выполняться условие

$$Ne_0 \leqslant (R_b A_b r_m + R_s A_{s,r} r_s) \frac{\sin \pi\xi_r}{\pi} + R_s A_{s,r} r_s (1 - 1{,}7\xi_r)(0{,}2 + 1{,}3\xi_r); \quad (3.150)$$

б) при $\xi_r < 0{,}15$ должно выполняться условие

$$Ne_0 \leqslant (R_b A_b r_m + R_s A_{s,r} r_s) \frac{\sin \pi\xi_{r1}}{\pi} + 0{,}295 R_s A_{s,r} r_s, \quad (3.151)$$

где

$$\xi_{r1} = \frac{N + 0{,}75 R_s A_{s,r}}{R_b A_b + R_s A_{s,r}}; \quad (3.152)$$

в) при $\xi_r > 0{,}6$ должно выполняться условие

$$Ne_0 \leqslant (R_b A_b r_m + R_s A_{s,r} r_s) \frac{\sin \pi\xi_{r2}}{\pi}, \quad (3.153)$$

где

$$\xi_{r2} = \frac{N}{R_b A_b + R_s A_{s,r}}. \quad (3.154)$$

Проверку прочности, а также определение необходимого количества продольной арматуры для кольцевых сечений с ненапрягаемой арматурой при $r_s \approx r_m$ допускается производить при помощи графиков (рис. 3.15) используя формулы:

$$Ne_0 \leqslant B_{0r} R_b A_b r_m; \qquad (3.155)$$

$$A_{s,r} = \xi \frac{R_b A_b}{R_s}; \qquad (3.156)$$

$$\xi = R_s A_{s,r} / R_b A_b; \qquad (3.157)$$

$$B_{0r} = Ne_0 / R_b A_b r_m, \qquad (3.158)$$

$$\varphi_{n1} = N / R_b A_b. \qquad (3.159)$$

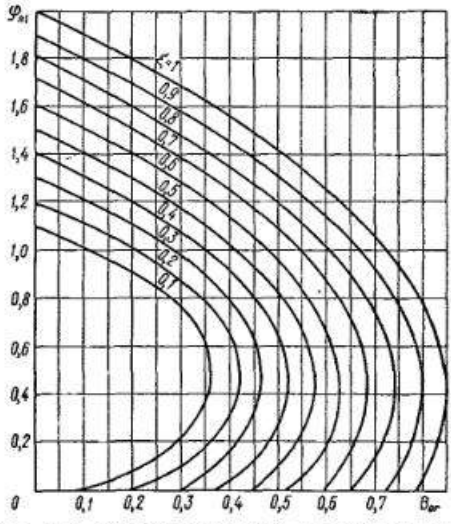


Рис. 3.15. Графики несущей способности внецентренно-сжатых элементов кольцевого сечения.

При проверке прочности по формулам (3.157) и (3.159) вычисляют значения ξ и φ_{n1}, а по графику находят B_{0r}; затем проверяют неравенство (3.155).

При подборе продольной арматуры по формулам (3.158) и (3.159) вычисляют значения B_{0r} и φ_{n1}, а по графику находят ξ; затем по формуле (3.156) определяют $A_{s,r}$.

Пример 3.11. Д а н о: внутренний радиус $r_1 = 0{,}15$ м, наружный — $r_2 = 0{,}25$ м, расчетная длина элемента $l_0 = 6{,}0$ м; бетон тяжелый, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении, класса $B25$ ($R_b = 14{,}5$ МПа, $R_{b,ser} = 18{,}5$ МПа, $E_b = 27{,}0 \cdot 10^3$ МПа); напрягаемая арматура класса A-IV ($R_s = 510$ МПа, $R_{sc} = 400$ МПа, $E_s = 1{,}9 \cdot 10^5$ МПа) площадью сечения $A_{sp,r} = 14{,}7 \cdot 10^{-4}$ м² (13 ∅ 12) распределена равномерно по середине толщины кольца; площадь приведенного сечения $A_{red} = 0{,}1369$ м². Предварительное напряжение с учетом всех потерь $\sigma_{sp} = 350$ МПа. Продольная сила от постоянных и длительных нагрузок $N = N_l = 250$ кН, изгибающий момент от ветровой нагрузки $M = M_{sh} = 120$ кН · м.

Требуется проверить прочность сечения.

Р а с ч е т. Расчетное сопротивление бетона с учетом коэффициента γ_{b2} $R_b\gamma_{b2} = 14{,}5 \times 1{,}1 = 16{,}0$ МПа.

Проверку прочности кольцевого сечения с арматурой, равномерно распределенной по окружности, производим по алгоритму, приведенному в табл. 3.12.

Геометрические параметры сечения:

площадь

$$A_b = \pi (r_2^2 - r_1^2) = 3{,}14\,(0{,}25^2 - 0{,}15^2) = 0{,}1256 \text{ м}^2;$$

радиус инерции

$$i = 0{,}5 \sqrt{r_1^2 + r_2^2} = 0{,}5 \sqrt{0{,}15^2 + 0{,}25^2} = 0{,}146 \text{ м};$$

радиус окружности, проходящей через центр тяжести арматурных стержней,

$$r_p = r_m = 0{,}5 (r_1 + r_2) = 0{,}5\,(0{,}15 + 0{,}25) = 0{,}2 \text{ м},$$

переходим к п. 2.

Гибкость элемента $\frac{l_0}{i} = \frac{6{,}0}{0{,}146} = 41 > 35$, следовательно, расчет ведем с учетом прогиба элемента. Для этого определяем:

$$\varphi_l = 1 + \frac{M_{ll}}{M_1} = 1 + \frac{N_l r_m + M_l}{N r_m + M} = 1 + \frac{250 \cdot 0{,}2 + 0}{250 \cdot 0{,}2 + 120} = 1{,}29;$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{120}{250} = 0{,}48 \text{ м} > e_a = \frac{D}{30} = \frac{0{,}5}{30} = 0{,}0167 \text{ м}.$$

Поскольку элемент является составной частью статически неопределимой конструкции, случайный эксцентриситет не учитываем.

При $\frac{e_0}{D} = \frac{0{,}48}{0{,}5} = 0{,}96 > \delta_{\min} = 0{,}5 - 0{,}01 \frac{l_0}{D} - 0{,}01 R_b$, принимаем $\delta = \frac{e_0}{D} = 0{,}96$.

Напряжение обжатия в бетоне с учетом коэффициента $\gamma_{sp} = 0{,}9$

$$\sigma_{bp} = \frac{\sigma_{sp}\gamma_{sp} A_{sp,r}}{A_{red}} = \frac{350 \cdot 0{,}9 \cdot 14{,}7 \cdot 10^{-1}}{1369 \cdot 10^{-4}} = 3{,}38 \text{ МПа}.$$

При $\frac{e_0}{D} = 0{,}96 > 0{,}25$ в формуле (3.62) принимаем $\frac{e_0}{D} = 0{,}25$, тогда $\varphi_{sp} = 1 + 15 \frac{3{,}38}{18{,}5} 0{,}25 = 1{,}69$.

Моменты инерции бетонного сечения и арматуры:

$$I_b = \frac{\pi}{4}(r_2^4 - r_1^4) = \frac{3{,}14}{4}(0{,}25^4 - 0{,}15^4) = 26{,}7 \cdot 10^{-4}\ \text{м}^4;$$

$$I_s = 0{,}5A_{sp,r}r_p^2 = 0{,}5 \cdot 14{,}7 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}2^2 = 29{,}4 \cdot 10^{-6}\ \text{м}^4;$$

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1{,}9 \cdot 10^5}{27{,}0 \cdot 10^3} = 7{,}04.$$

По формуле (3.60)

$$N_{cr} = \frac{6{,}4 \cdot 2{,}70 \cdot 10^{10}}{6^2}\left[\frac{26{,}7 \cdot 10^{-4}}{1{,}29} \times \left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + 0{,}96/1{,}69} + 0{,}1\right) + 7{,}04 \cdot 29{,}4 \cdot 10^{-6}\right] = 3623 \cdot 10^3\ \text{Н} = 3623\ \text{кН}.$$

При $\eta = \frac{1}{1 - \frac{250}{3623}} = 1{,}074$ $e = e_0\eta = 0{,}48 \cdot 1{,}074 = 0{,}516$, переходим к п. 3.

Напряжения в арматуре с учетом коэффициента $\gamma_{sp} > 1$ $\sigma_{sp} = 1{,}1 \cdot 350 = 385$ МПа, переходим к п. 4.

По формулам (3.141), (3.143): $B_p = 1{,}1 - \frac{385}{510} = 0{,}345$; $\Delta_p = 1{,}5 + 6{,}510 \cdot 10^{-4} = 1{,}81$; переходим к п. 5.

По формуле (3.140)

$$\xi_r = \frac{250 \cdot 10^3 + (385 \cdot 10^6 + 0{,}345 \cdot 510 \cdot 10^6) \cdot 14{,}7 \cdot 10^{-4}}{16{,}0 \cdot 10^6 \cdot 0{,}1256 + (400 \cdot 10^6 + 1{,}81 \cdot 0{,}345 \cdot 510 \cdot 10^6)\, 14{,}7 \cdot 10^{-4}} = 0{,}351,$$

переходим к п. 6. Так как $\xi_r = 0{,}351 > 0{,}15$, переходим к п. 8.

По формуле (3.144) $z_p = (0{,}2 + 1{,}3 \cdot 0{,}351) \times 0{,}2 = 0{,}131$ м, переходим к п. 9. Так как $z_p = 0{,}131 < r_p = 0{,}2$, переходим к п. 13.

По формуле (3.146) $\varphi_p' = 0{,}345\,(1 - 1{,}81 \times 0{,}351) = 0{,}126$, переходим к п. 14. Так как $\varphi_p' > 0$, переходим к п. 18.

Проверяем условие (3.138). Так как $(16{,}0 \times 10^6 \cdot 0{,}1256 \cdot 0{,}2 + 400 \cdot 10^6 \cdot 14{,}7 \cdot 10^{-4} \times 0{,}2)\frac{\sin(3{,}14 \cdot 0{,}351)}{3{,}14} + 510 \cdot 10^6 \cdot 14{,}7 \times 10^{-4} \cdot 0{,}126 \cdot 0{,}131 = 160 \cdot 10^3$ Н · м = 160 кН · м $> Ne = 250 \cdot 0{,}516 =$ 129 кН · м, прочность сечения обеспечена.

Расчет элементов круглого сечения (рис. 3.16). Прочность круглых сечений с ненапрягаемой арматурой, равномерно распределенной по окружности (при числе продольных стержней не менее 6), при классах бетонов не более *B*30 проверяют из условия

$$Ne_0 \leqslant 0{,}67R_bA_br\frac{\sin^3\pi\xi_r}{\pi} + R_sA_{s,r}r_s\left(\frac{\sin\pi\xi_r}{\pi} + \varphi\right), \quad (3.160)$$

где φ — коэффициент, учитывающий работу растянутой арматуры.

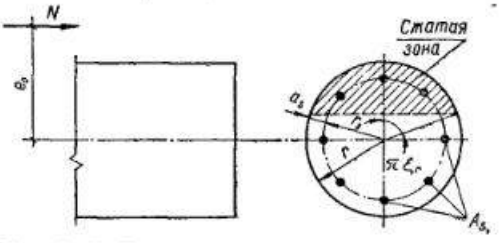


Рис. 3.16. Схема, принимаемая при расчете круглого сечения внецентренно-сжатого элемента.

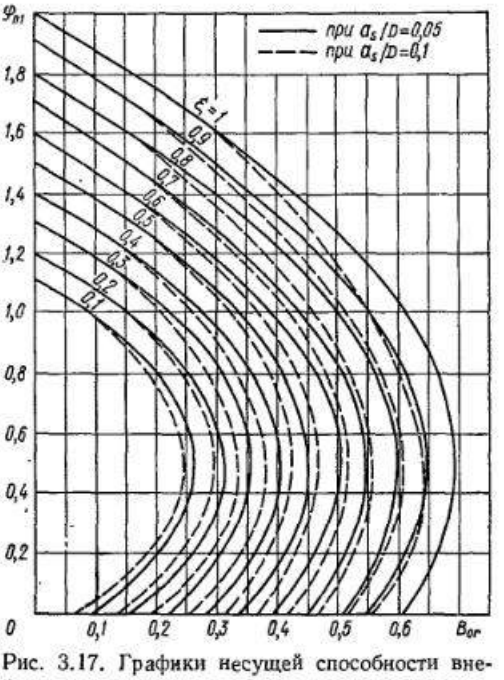


Рис. 3.17. Графики несущей способности внецентренно-сжатых элементов круглого сечения.

Относительную площадь сжатой зоны бетона ξ_r определяют следующим образом.

При выполнении условия

$$N \leqslant 0{,}77R_bA_b + 0{,}645R_sA_{s,r} \quad (3.161)$$

значение ξ_r определяют из уравнения

$$\xi_r = \frac{N + R_sA_{s,r} + R_bA_b\frac{\sin 2\pi\xi_r}{2\pi}}{R_bA_b + 2{,}55R_sA_{s,r}}, \quad (3.162)$$

при невыполнении указанного условия — из уравнения

$$\xi_r = \frac{N + R_b A_b \dfrac{\sin 2\pi\xi_r}{2\pi}}{R_b A_b + R_s A_{s,r}} \qquad (3.163)$$

При выполнении условия (3.161)

$$\varphi = 1{,}6\,(1 - 1{,}55\xi_r)\,\xi_r \leqslant 1. \qquad (3.164)$$

При невыполнении условия (3.161) коэффициент φ принимают равным нулю.

Проверку прочности, а также определение необходимого количества продольной арматуры для круглых сечений допускается производить при помощи графиков (рис. 3.17), используя формулы (3.156), (3.157), (3.159) и

$$Ne_0 \leqslant B_{0r} R_b A_b r; \qquad (3.165)$$

$$B_{0r} = Ne_0 / R_b A_b r. \qquad (3.166)$$

При проверке прочности по формулам (3.157) и (3.159) вычисляют значения ξ и φ_{n1}, а по графику находят B_{0r}; затем проверяют неравенство (3.165).

При подборе продольной арматуры по формулам (3.166) и (3.159) вычисляют значения B_{0r} и φ_{n1}, а по графику находят ξ; затем по формуле (3.156) определяют $A_{s,r}$.

Общий случай расчета внецентренно-сжатого элемента (при любых сечениях, внешних усилиях и любом армировании). Расчет сечений внецентренно-сжатого элемента в общем случае (рис. 3.18) производят из условия

$$N\bar{e} \leqslant R_b S_{bc} - \Sigma\sigma_{si} S_{si}, \qquad (3.167)$$

где $\bar{e}$ — расстояние от точки приложения продольной силы N до оси, параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону и проходящей через центр тяжести сечения растянутого стержня, наиболее удаленного от указанной прямой; S_{bc} — статический момент площади сжатой зоны бетона относительно указанной оси; S_{si} — статический момент площади сечения i-го стержня продольной арматуры относительно указанной оси; σ_{si} — напряжения в i-м стержне продольной арматуры.

Высоту сжатой зоны бетона x и напряжения σ_{si} определяют из совместного решения уравнения

$$R_b A_{bc} - N = \Sigma\sigma_{si} A_{si}, \qquad (3.168)$$

где A_{si} — площадь сечения i-го стержня продольной арматуры и уравнений (3,57)...(3.59).

При косом внецентренном сжатии для определения положения границы сжатой зоны кроме использования формул (3.168) и (3.57)...(3.59) требуется соблюдение дополнительного условия, чтобы точки приложения внешней продольной силы, равнодействующих сжимающих усилий в бетоне и арматуре и равнодействующей усилий в растянутой арматуре лежали на одной прямой (см. рис. 3.18).

Если в сечении можно выявить характерную ось (например, ось симметрии или ось ребра Г-образного сечения), то при косом внецентренном сжатии вместо соблюдения указанного выше дополнительного условия рекомендуется вести расчет из двух условий: из условия (3.167), определяя значение $\bar{e}$, S_{bc} и S_{si} относительно оси X, проходящей через наиболее растянутый стержень параллельно указанной характерной оси, и из того же условия (3.167), определяя значения $\bar{e}$, S_{bc} и S_{si} относительно оси Y, пересекающей под прямым углом ось X в центре тяжести наиболее растянутого стержня.

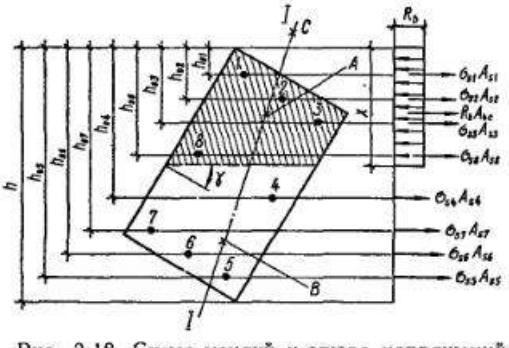


Рис. 3.18. Схема усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении внецентренно-сжатого железобетонного элемента в общем случае расчета прочности:

A — точка приложения равнодействующей усилий в арматуре и бетоне сжатой зоны; *B* — точка приложения равнодействующей усилий в арматуре растянутой зоны; *C* — точка приложения сжимающей силы *N*; *1...8* — арматурные стержни.

При этом положение прямой, ограничивающей сжатую зону, подбирают последовательными приближениями из уравнений (3.168) и (3.57)...(3.59), принимая угол наклона этой прямой γ постоянным и равным углу наклона нулевой линии, определенному как для упругого материала.

Прочность сечения будет обеспечена лишь при соблюдении обоих условий. Если оба условия не соблюдаются, прочность не обеспечена, и следует увеличить армирование, размеры сечения или повысить класс бетона. Если одно условие соблюдается, а другое не соблюдается, следует снова определить очертание сжатой зоны при другом угле γ и провести аналогичный расчет.

Расчет элементов на воздействие предварительного обжатия. Специфической особенностью предварительно напряженных железобетонных конструкций является необходимость их расчета на обжатие усилиями напрягаемой арматуры с учетом, в необходимых случаях, усилий от нагрузок, действующих в стадии изготовления (вес элемента, монтажные нагрузки). Это обусловлено тем, что в процессе отпуска арматуры, натянутой на упоры, или при натяжении арматуры на бетон предварительно напрягаемый элемент конструкции может разрушиться, если

его прочность окажется недостаточной (низкая прочность бетона, недостаточная площадь поперечного сечения и т. п.).

При расчете элементов на воздействие предварительного обжатия с учетом нагрузок, действующих в стадии изготовления, усилие в напрягаемой арматуре N_{con} вводится в расчет как внешняя нагрузка.

При натяжении арматуры на упоры это усилие определяют по формуле

$$N_{con} = (\sigma_{sp,1} - \sigma_{loss})\, A'_{sp}, \qquad (3.169)$$

где $\sigma_{sp,1}$ — предварительное напряжение арматуры с учетом первых потерь, определяемое при коэффициенте γ_{sp}, большем единицы; σ_{loss} — потери предварительного напряжения в арматуре при доведении бетона сжатой зоны до предельного состояния, принимаемые равными 330 МПа; A'_{sp} — площадь сечения напрягаемой арматуры, расположенной в зоне, наиболее сжатой от действия нагрузок в стадии изготовления.

При натяжении арматуры на бетон усилие N_{con} определяют от всей напрягаемой арматуры, при этом, если всю арматуру натягивают одновременно, напряжения в ней принимают равными контролируемым σ_{con}; если арматуру натягивают поочередно группами — равными $\sigma_{sp,1} - \sigma_{loss}$, где

$$\sigma_{loss} = \frac{A_{b1}}{A_{b2}} \frac{A_{sp} - A_{sp,e}}{A_{sp}}\, 330, \qquad (3.170)$$

но не более 280 МПа.

В формуле (3.170):

A_{b1} и A_{b2} — соответственно наименьшая и наибольшая площади поперечных сечений обжимаемого элемента; A_{sp} и $A_{sp,e}$ — площади сечения соответственно всех групп напрягаемой арматуры и последней группы напрягаемой арматуры.

Для элементов прямоугольного и таврового сечений с полкой в менее обжатой зоне (рис. 3.19) расчет прочности на действие внецентренного предварительного обжатия производят в зависимости от высоты сжатой зоны

$$x = \frac{N_{con} + R_s A_s + \gamma_{s6} R_s A_{sp} - R_{sc} A'_s}{R^p_b b}; \qquad (3.171)$$

а) при $\xi \leqslant \xi_R$ должно выполняться условие

$$N_{con} e \leqslant R^p_b b x\,(h_0 - 0{,}5x) + R_{sc} A'_s\,(h_0 - a'_s); \qquad (3.172)$$

б) при $\xi > \xi_R$ должно выполняться условие

$$N_{con} e \leqslant B_R R^p_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s\,(h_0 - a'_s), \qquad (3.173)$$

где R^p_b — расчетное сопротивление бетона, соответствующее его передаточной прочности R_{bp} при коэффициенте условий работы γ_{b8} (см. табл. 1.19).

Значение ξ_R определяют по формуле (3.17), B_R — по формуле (3.25).

При наличии в менее обжатой зоне напрягаемой или ненапрягаемой арматуры значения ξ_R и B_R определяют по формулам (3.17) и (3.25) при $\gamma_{b2} = 1{,}1$ и $\sigma_{sp} = \sigma_{sp,1}$, принимая класс бетона равным его передаточной прочности R_{bp}.

Если $\xi > \xi_R$, расчетную несущую способность на действие обжатия при необходимости

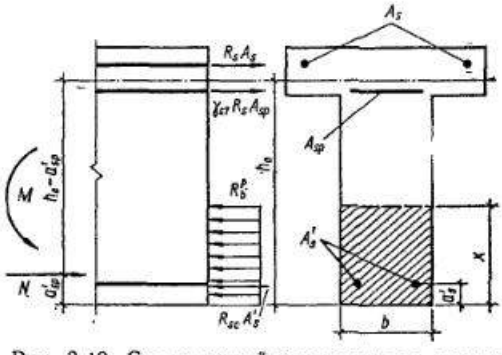


Рис. 3.19. Схема усилий в поперечном сечении внецентренно-обжатого железобетониого элемента с прямоугольной сжатой зоной:

M — момент от нагрузок, действующих в стадии изготовления.

можно несколько увеличить, используя условие (3.172) при значении x, определенном по формулам:

при отсутствии в менее обжатой зоне арматуры с условным пределом текучести

$$x = -B_1 + \sqrt{B_1^2 + B_2}, \qquad (3.174)$$

где

$$B_1 = \frac{(\bar{R}_s - \sigma_{sp})\, A_{sp} + R_s \varphi_s A_s + R_{sc} A'_s - N_{con}}{2 R^p_b b}; \qquad (3.175)$$

$$B_2 = \frac{(\bar{R}_s A_{sp} + R_s \varphi_s A_s)\, h_0 \omega}{R^p_b b}; \qquad (3.176)$$

при наличии в менее обжатой зоне арматуры с условным пределом текучести

$$x = \frac{N_{con} + R_s A_{sp}\,(\beta + \xi_{el}\varphi) - R_{sc} A'_s + R_s A_s}{R^p_b b + R_s A_{sp} \varphi / h_0}. \qquad (3.177)$$

Значения φ_s и ω определяют по формулам (3.84) и (3.18), значения $\bar{R}_s$, ξ_{el} и φ — по формулам соответственно (3.74), (3.70) и (3.71) при $\beta = 0{,}8$.

Если окажется, что высота сжатой зоны, определенная по формуле (3.177), больше $\xi_{el} h_0$, то в условие (3.172) следует подставлять значение x по формуле (3.174).

При определении ω, φ, ξ_{el} и $\bar{R}_s$ следует принимать $\gamma_{b2} = 1{,}1$, $\sigma_{sp} = \sigma_{sp,1}$, а класс бетона — равным его передаточной прочности R_{bp}.

Таблица 3.13. **Расчет прочности элементов прямоугольного и таврового сечений на действие предварительного обжатия**

№ п.п	Алгоритм
1	По формуле (3.169) вычисляют N_{con}.
2	По формуле (3.182) ... (3.184) вычисляют e.
3	С учетом коэффициента γ_{b8} определяют R_b^p.
4	По формуле (3.171) при $\gamma_{s6} = 1$ вычисляют x.
5	Для сечений с арматурой в менее обжатой зоне [по формуле (3.17)] определяют ξ_R.
6	Если $\xi \leqslant \xi_R$, переходят к п. 7, иначе — к п. 10.
7	По формуле (3.21) вычисляют γ_{s6}.
8	С учетом γ_{s6} по формуле (3.171) вычисляют x.
9	Проверяют условие (3.180); конец.
10	По формуле (3.25) вычисляют B_R.
11	Проверяют условие (3.181). Если указанное условие удовлетворяется — конец, если нет — переходят к п. 12.
12	Если в менее обжатой зоне арматура с условным пределом текучести отсутствует, переходят к п. 13, иначе — к п. 16.
13	По формулам (3.175) и (3.176) вычисляют B_1 и B_2.
14	По формуле (3.174) вычисляют x.
15	Проверяют условие (3.180); конец.
16	По формулам (3.70) и (3.71) определяют ξ_{el} и φ.
17	По формуле (3.177) вычисляют x.
18	Если $x \leqslant \xi_{el} h_0$, переходят к п. 19, иначе — к п. 20.
19	Проверяют условие (3.180); конец.
20	При $\gamma_{b2} = 1{,}1$, $\sigma_{sp} = \sigma_{sp,1}$ и классе бетона, равном передаточной прочности R_{bp}, по формуле (3.74) определяют $\bar{R}_s$, а по формуле (3.18) — ω.
21	Выполняют пп. 13...15.

Расчет прочности элементов прямоугольного и таврового сечений с полкой в менее обжатой зоне на действие предварительного обжатия рекомендуется производить по алгоритму, приведенному в табл. 3.13.

Для элементов таврового и двутаврового сечения с полкой в наиболее обжатой зоне (рис. 3.20) расчет прочности на действие внецентренного предварительного обжатия при арматуре, натягиваемой на упоры, производят следующим образом.

Если выполняется условие

$$N_{con} \leqslant R_b^p b_f' h_f' - \gamma_{s6} R_s A_{sp} - R_s A_s + R_{sc} A_s' \qquad (3.178)$$

(т. е. граница сжатой зоны проходит в полке), расчет производят как при отсутствии полки в наиболее обжатой зоне при $b = b_f'$.

Если условие (3.178) не выполняется (граница сжатой зоны проходит в ребре), расчет производят в зависимости от высоты сжатой зоны

$$x = \frac{N_{con} + R_s A_s + \gamma_{s6} R_s A_{sp} - R_{sc} A_s' - R_b^p A_{0v}}{R_b^p b}; \qquad (3.179)$$

при $\xi \leqslant \xi_R$ должно выполняться условие

$$N_{con} e \leqslant R_b^p b x (h_0 - 0{,}5x) + R_b^p A_{0v} (h_0 - 0{,}5h_f') + R_{sc} A_s' (h_0 - a_s'); \qquad (3.180)$$

при $\xi > \xi_R$ должно выполняться условие

$$N_{con} e \leqslant B_R R_b^p b h_0^2 + R_b^p A_{0v} (h_0 - 0{,}5h_f') + R_{sc} A_s' (h_0 - a_s'). \qquad (3.181)$$

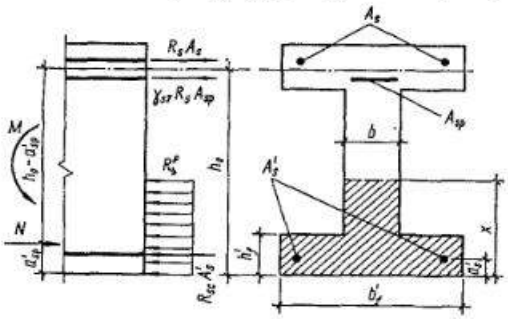


Рис. 3.20. Схема усилий в поперечном сечении внецентренно-обжатого железобетонного элемента с полкой в сжатой зоне:
M — момент от нагрузок, действующих в стадии изготовления.

Значение A_{0v} определяют по формуле (3.124), значения ξ_R и B_R — по формулам (3.17) и (3.25).

Если $\xi > \xi_R$, расчетную несущую способность на действие обжатия при необходимости можно несколько увеличить, используя условие (3.180) при высоте сжатой зоны, определяемой по формулам (3.174) и (3.177), в которых силу N_{con} уменьшают на величину $R_b^p A_{0v}$.

Если часть арматуры S (т. е. арматуры менее обжатой зоны сечения) с условным пределом текучести применяют без предварительного напряжения, величину A_{sp} в приведенных выше формулах заменяют на A_{sp}^* — суммарную площадь сечения напрягаемой и ненапрягаемой арматуры S с условным пределом текучести, при этом в значении A_s учитывают только ненапрягаемую арматуру с физическим пределом текучести. Предварительное напряжение в арматуре с площадью сечения A_{sp}^* определяют по формуле (3.76).

При натяжении арматуры на бетон расчет прочности на действие внецентренного предварительного обжатия также можно производить по формулам (3.171) ... (3.181), при этом используемую при определении силы N_{con} напрягае-

мую арматуру менее обжатой зоны в расчете не учитывают.

При натяжении арматуры на упоры расчет элементов на действие центрального обжатия может не производиться.

При наличии напрягаемой арматуры, непараллельной продольной оси элемента, в расчет прочности на обжатие вводят продольную составляющую силы натяжения арматуры.

Значение e в условиях (3.172), (3.173), (3.180) и (3.181) определяют по следующим формулам.

При натяжении арматуры на упоры

$$e = h_0 - a'_{sp} \pm \frac{M}{N_{con}}. \qquad (3.182)$$

При натяжении арматуры на бетон, когда арматура расположена в каналах, пазах, выемках или за пределами сечения не имеет сцепления с бетоном и способна смещаться по поперечному сечению элемента,

$$e = \left(e_{0p} \pm \frac{M}{N_{con}}\right)\eta + h_0 - y, \qquad (3.183)$$

где e_{0p} — эксцентриситет усилия N_{con} относительно центра тяжести приведенного сечения; y — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до наиболее обжатой грани элемента:

при этом должно выполняться условие

$$e_{0p} \pm \frac{M}{N_{con}} \geqslant e_a. \qquad (3.184)$$

Знак «+» перед моментом M принимается, если момент усилия N_{con} относительно арматуры S и момент M совпадают по направлению, знак «—» — если направления этих моментов противоположны.

Расчетную длину при определении коэффициента η принимают равной расстоянию между устройствами, прикрепляющими арматуру к бетону по длине элемента, а в значении l_s учитывают только напрягаемую арматуру.

При натяжении на бетон арматуры, расположенной в закрытых каналах и не смещаемой по поперечному сечению, влияние прогиба элемента не учитывают.

Пример 3.12. Д а н о: ребристая плита покрытия длиной 12 м с поперечным сечением ребра согласно рис. 3.21; напрягаемая арматура из канатов класса К-7 натягивается на упоры; предварительное напряжение с учетом первых потерь при $\gamma_{sp} > 1$ $\sigma_{sp,1} = 850$ МПа; передаточная прочность бетона соответствует классу $B30$ ($R^p_b = 17{,}0$ МПа). Вес плиты 74,0 кН; монтажные петли расположены на расстоянии 0,8 м от торца плиты.

Требуется проверить прочность плиты в стадии изготовления.

Р а с ч е т. Из рис. 3.21 следует, что в наиболее обжатой зоне располагается напрягаемая арматура класса К-7 площадью $A'_{sp} = 5{,}66 \times 10^{-4}$ м² (4 ∅ 15). Ненапрягаемую арматуру 1 ∅ 5Bp I, расположенную в этой зоне, в расчете не учитываем, поскольку она не удовлетворяет конструктивным требованиям. В менее обжатой зоне располагается ненапрягаемая арматура с физическим пределом текучести 1 ∅ ∅ 10AIII ($A_{s1} = 0{,}785 \cdot 10^{-4}$ м²) и 8 ∅ 4Bp I ($A_{s2} = 1{,}0 \cdot 10^{-4}$ м²).

Равнодействующая усилий в арматуре менее обжатой зоны отстоит от верхней грани на расстоянии

$$a = \frac{R_s A'_{s1} a'_{s1} + R_s A'_{s2} a'_{s2}}{R_s A'_{s1} + R_s A_{s2}} =$$

$$= \frac{365 \cdot 0{,}785 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}055}{365 \cdot 0{,}785 \cdot 10^{-4} + 370 \cdot 1{,}0 \cdot 10^{-4}} +$$

$$+ \frac{370 \cdot 1{,}0 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}015}{365 \cdot 0{,}785 \cdot 10^{-4} + 370 \cdot 1{,}0 \cdot 10^{-4}} =$$

$$= 0{,}0325 \text{ м},$$

следовательно, $h_0 = h - a = 0{,}45 - 0{,}0325 = 0{,}417$ м.

Из рис. 3.21 $a'_{sp} = 0{,}0325 + \frac{0{,}045}{2} = 0{,}055$ м.

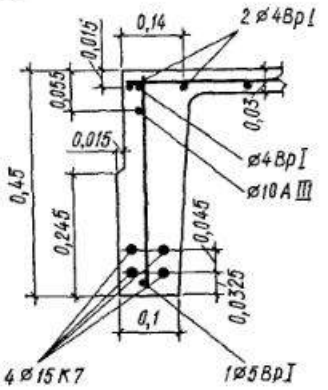


Рис. 3.21. К примеру 3.12 (размеры в м).

Проверку прочности сечения на действие предварительного обжатия производим по алгоритму, приведенному в табл. 3.13.

По формуле (3.169) $N_{con} = 5{,}66 \cdot 10^{-4}(850 - 330)\,10^3 = 294$ кН, переходим к п. 2.

По формуле (3.182) вычисляем e. Для этого определим момент от веса плиты, растягивающий ее верхнюю грань (момент определяем с учетом коэффициента динамичности при подъеме 1,5)

$$M = \frac{0{,}5\left(\frac{74}{12}\right)0{,}8^2}{2} \cdot 1{,}5 = 1{,}5 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

тогда $e = 0{,}417 - 0{,}055 + \frac{1{,}5}{294} = 0{,}367$ м, переходим к п. 3.

С учетом коэффициента $\gamma_{b8} = 1{,}1 R^p_b \gamma_{b8} = 17{,}0 \times 1{,}1 = 18{,}7$ МПа, переходим к п. 4.

По формуле (3.171) вычисляем высоту сжатой зоны, принимая ширину ребра на уровне центра тяжести сечения напрягаемой арматуры равной

$$b = 0{,}1 + \frac{0{,}155 - 0{,}1}{0{,}45 - 0{,}03} \cdot 0{,}055 = 0{,}107 \text{ м},$$

$$x = \frac{294 \cdot 10^3 + 365 \cdot 10^6 (1{,}0 + 0{,}785)\, 10^{-4}}{18{,}7 \cdot 10^6 \cdot 0{,}107} =$$

$$= 0{,}179 \text{ м}, \quad \text{переходим к п. 5.}$$

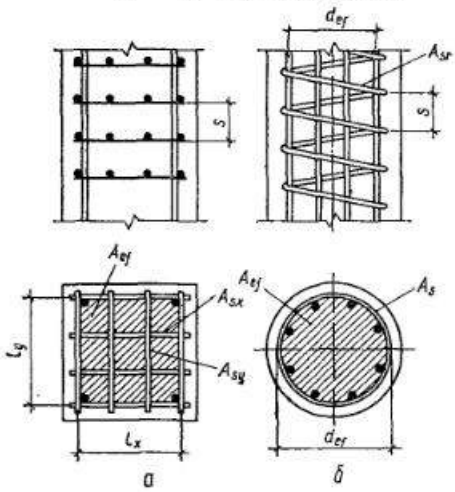


Рис. 3.22. Сжатые элементы с косвенным армированием в виде:
а — сварных сеток; *б* — спиральной арматуры.

По формуле (3.17) при $\gamma_{b2} = 1{,}1$, классе арматуры А-III и классе бетона *В*30 $\xi_R = 0{,}518$, переходим к п. 6.

При $\xi = \dfrac{0{,}179}{0{,}417} = 0{,}429 < \xi_R = 0{,}518$ переходим к п. 7.

Поскольку для арматуры класса А-III $\gamma_{s5} = 1$, величина x остается без изменения, переходим к п. 9.

Проверяем условие (3.180). Так как $18 \times 10^6 \cdot 0{,}107 \times 0{,}179\ (0{,}417 - 0{,}5 \cdot 0{,}179) = 117{,}5 \cdot 10^3$ Н · м = 117,5 кН · м $> Ne = 294 \cdot 0{,}367 = 107{,}9$ кН · м, прочность в стадии изготовления обеспечена.

Расчет сжатых элементов, усиленных косвенным армированием. Расчет внецентренно-сжатых элементов сплошного сечения с косвенным армированием в виде сварных сеток, спиральной или кольцевой арматуры (рис. 3.22) производят по формулам (3.67) ... (3.137), (3.160) ... (3.168) по сечению, ограниченному осями крайних стержней поперечной арматуры (спиралью), с заменой в указанных формулах величины R_b приведенной призменной прочностью $R_{b,red}$ и (при высокопрочной продольной арматуре) величины R_{sc} приведенным сопротивлением $R_{sc,red}$. Характеристику сжатой зоны при этом определяют по формуле

$$\omega = \alpha - \beta R_b + \delta \leqslant 0{,}9. \qquad (3.185)$$

Значения коэффициентов α и β здесь принимают такими же, как и в формуле (3.18); $\delta = 10\mu \leqslant 0{,}15$.

Коэффициент армирования μ:

при армировании сварными поперечными сетками (рис. 3.22, *а*)

$$\mu_{s,xy} = \frac{n_x A_{s,x} l_x + n_y A_{s,y} l_y}{A_{ef} s}, \qquad (3.186)$$

где A_{ef} — площадь сечения бетона, заключенного внутри контура сеток (так называемого эффективного сечения); n_x, $A_{s,x}$, l_x — соответственно число стержней одного направления, площадь поперечного сечения и длина стержня; n_y, $A_{s,y}$, l_y — то же, в другом направлении; s — расстояние между сетками;

при армировании кольцевой и спиральной арматурой (рис. 3.22, *б*)

$$\mu_{sr} = 4A_{sr}/d_{ef}s, \qquad (3.187)$$

где A_{sr} — площадь поперечного сечения спиральной арматуры; d_{ef} — диаметр части сечения, расположенной внутри спирали; s — шаг спирали.

Более высокая прочность бетона (приведенная призменная прочность) в элементах с косвенным армированием обусловлена эффектом его бокового обжатия, возникающего в результате сопротивления косвенной арматуры развитию поперечных деформаций бетона. Поскольку указанный эффект проявляется в различной степени в зависимости от вида косвенного армирования, различны и формулы для сопротивления $R_{b,red}$. При армировании сварными поперечными сетками

$$R_{b,red} = R_b + \varphi \mu_{s,xy} R_s, \qquad (3.188)$$

где R_s — расчетное сопротивление растяжению арматуры сеток; φ — коэффициент эффективности косвенного армирования:

$$\varphi = \frac{1}{0{,}23 + \psi}; \qquad (3.189)$$

$$\psi = \frac{\mu_{s,xy} R_s}{R_b + 10}. \qquad (3.190)$$

При косвенном армировании в виде спирали или кольцевой арматуры

$$R_{b,red} = R_b + 2\mu_{sr} R_s \left(1 - \frac{7{,}5 e_0}{d_{ef}}\right), \qquad (3.191)$$

где R_s — расчетное сопротивление арматуры спирали; e_0 — эксцентриситет продольной силы (без учета влияния прогиба).

Эффект бокового обжатия бетона (эффект обоймы) вызывает повышение не только его прочности, но и предельной деформативности. Поэтому в элементах с косвенным армированием может быть более полно использовано сопротивление сжатию высокопрочной арматуры.

Для продольной арматуры классов А-IV, А-V и А-VI при косвенном армировании в виде сварных сеток расчетное сопротивление

Таблица 3.14. **Значения δ_{min} для тяжелых и мелкозернистых бетонов при расчете прочности элементов с косвенным армированием**

l_0/c_{ef}	Класс бетона по прочности на сжатие										
	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
0	0,427	0,412	0,380	0,355	0,325	0,295	0,280	0,265	0,240	0,220	0,200
1	0,436	0,421	0,389	0,364	0,334	0,304	0,289	0,274	0,249	0,229	0,209
2	0,443	0,428	0,396	0,371	0,341	0,311	0,296	0,281	0,256	0,236	0,216
3	0,448	0,433	0,401	0,376	0,346	0,316	0,301	0,286	0,261	0,241	0,221
4	0,451	0,436	0,404	0,379	0,349	0,319	0,304	0,289	0,264	0,244	0,224
5	0,452	0,437	0,405	0,38	0,35	0,32	0,305	0,29	0,265	0,245	0,225
6	0,451	0,436	0,404	0,379	0,349	0,319	0,304	0,289	0,264	0,244	0,224
7	0,448	0,433	0,401	0,376	0,346	0,316	0,301	0,286	0,261	0,241	0,221
8	0,443	0,428	0,396	0,371	0,341	0,311	0,296	0,281	0,256	0,236	0,216
9	0,436	0,421	0,389	0,364	0,334	0,304	0,289	0,274	0,249	0,229	0,209
10	0,427	0,412	0,380	0,355	0,325	0,295	0,280	0,265	0,240	0,220	0,200

Таблица 3.15. **Значения δ_{min} для тяжелых и мелкозернистых бетонов при расчете трещиностойкости защитного слоя элементов с косвенным армированием**

l_0/c_{ef}	Класс бетона по прочности на сжатие										
	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
0	0,405	0,390	0,350	0,315	0,280	0,245	0,210	0,180	0,140	0,105	0,070
1	0,395	0,380	0,340	0,305	0,270	0,235	0,200	0,170	0,130	0,095	0,060
2	0,385	0,370	0,330	0,295	0,260	0,225	0,190	0,160	0,120	0,085	0,050
3	0,375	0,360	0,320	0,285	0,250	0,215	0,180	0,150	0,110	0,075	0,040
4	0,365	0,350	0,310	0,275	0,240	0,205	0,170	0,140	0,100	0,065	0,030
5	0,355	0,340	0,300	0,265	0,230	0,195	0,160	0,130	0,090	0,055	0,020
6	0,345	0,330	0,290	0,255	0,220	0,185	0,150	0,120	0,080	0,045	0,010
7	0,335	0,320	0,280	0,245	0,210	0,175	0,140	0,110	0,070	0,035	0,000
8	0,325	0,310	0,270	0,235	0,200	0,165	0,130	0,100	0,060	0,025	0,000
9	0,315	0,300	0,260	0,225	0,190	0,155	0,120	0,090	0,050	0,015	0,000
10	0,305	0,290	0,250	0,215	0,180	0,145	0,110	0,080	0,040	0,005	0,000
15	0,255	0,240	0,200	0,165	0,130	0,095	0,060	0,030	0,000	0,000	0,000
20	0,205	0,190	0,150	0,115	0,080	0,045	0,010	0,000	0,000	0,000	0,000
25	0,155	0,140	0,100	0,065	0,030	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
30	0,105	0,090	0,050	0,015	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
35	0,055	0,040	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

сжатию (приведенное)

$$R_{sc,red} = R_{sc}\frac{1+\delta\left[(R_s/R_{sc})^2-1\right]}{1+\delta\left(R_s/R_{sc}-1\right)} \leqslant R_s, \tag{3.192}$$

где

$$\delta = \frac{8{,}5E_s\psi\theta}{R_s\cdot 10^3}; \tag{3.193}$$

$$\theta = 0{,}8+\eta\frac{A_s}{A_{ef}}\left(1-\frac{R_b}{100}\right), \tag{3.194}$$

причем величину θ принимают не менее 1 и не более 1,2 — для арматуры класса A-IV и 1,6 — для арматуры классов A-V и A-VI. Коэффициент η в формуле (3.194) принимают равным 10 — для арматуры класса A-IV и 25 — для арматуры классов A-V и A-VI.

Изменение деформативных свойств сжатого бетона при косвенном армировании сказывается и на величине $\sigma_{sc,u}$ в формуле (3.17). Для высокопрочной арматуры

$$\sigma_{sc,u} = (2+8{,}5\psi\theta)\,E_s\cdot 10^{-3}, \tag{3.195}$$

но не более 900 МПа для арматуры A-IV и 1200 МПа — для арматуры классов A-V и A-VI.

При расчете элементов с косвенным армированием по недеформированной схеме влияние прогиба элемента на эксцентриситет продольной силы учитывают путем умножения эксцентриситета e_0 на коэффициент η, определяемый по формуле (3.10). Условную критическую силу при этом находят по формуле (3.60) или (3.61) с учетом только части сечения, заключенной внутри контура сеток или спирали, и умножают на коэффициент $\varphi_1 = 0{,}25+0{,}05\frac{l_0}{c_{ef}} \leqslant 1$ (c_{ef} — высота или диаметр учитываемой части сечения); при определении δ_{min} второй член правой части формулы (3.13) заменяют на

Таблица 3.16. **Проверка прочности сжатых элементов с косвенным армированием**

№ п.п	Алгоритм
1	Определяют несущую способность элемента с учетом полной площади и расчетного сопротивления R_b (см. алгоритм в табл. 3.13).
2	Проверяют условие прочности сечения; если это условие выполняется, конец, иначе переходят к п. 3.
3	Вычисляют геометрические характеристики сечения A_{ef}, c_{ef}, i_{ef}.
4	При армировании сетками переходят к п. 5, иначе — к п. 12.
5	Если $l_0/i_{ef} \leqslant 55$, переходят к п. 6, иначе расчет заканчивают и несущую способность принимают по п. 1.
6	По формуле (3.186) определяют $\mu_{s,xy}$.
7	По формуле (3.188) с учетом (3.189), (3.190) определяют $R_{b,red}$.
8	При продольной арматуре классов A-IV, A-V, A-VI переходят к п. 8, иначе — к п. 11.
9	По формуле (3.192) с учетом (3.193) и (3.194) определяют $R_{sc,red}$.
10	По формуле (3.195) определяют $\sigma_{sc,u}$.
11	Переходят к п. 15.
12	Если $l_0/i_{ef} \leqslant 35$, переходят к п. 13, иначе расчет заканчивают и несущую способность принимают по п. 1.
13	По формуле (3.187) определяют μ_{sr}.
14	По формуле (3.191) определяют $R_{b,red}$.
15	По формуле (3.185) определяют характеристику сжатой зоны ω.
16	По табл. 3.14 или по формуле (3.13) с учетом указанных на с. 101 коррективов определяют δ_{min}.
17	Определяют коэффициент $\varphi_1 = 0{,}25 + 0{,}05\frac{l_0}{c_{ef}} \leqslant 1$.
18	Определяют параметры, входящие в формулу (3.60), и, используя геометрические характеристики сечения A_{ef}, вычисляют N_{cr}.
19	С учетом замены в формуле (3.10) N_{cr} на $\varphi_1 N_{cr}$ вычисляют коэффициент η.
20	С учетом коэффициента η определяют e_0.
21	Дальнейший расчет производят в обычном порядке с учетом замены в соответствующих формулах R_b и ω на $R_{b,red}$ и ω, вычисленные по формулам (3.188) или (3.191) и (3.185), а в необходимых случаях (см. пп. 7, 8, 9) и величин R_{sc} и $\sigma_{sc,u}$ на $R_{sc,red}$ и $\sigma_{sc,u}$, вычисленные по формулам (3.192) и (3.195).
22	Проверяют условие прочности сечения; если оно выполняется, переходят к п. 23, иначе необходимо увеличить размеры сечения или его армирование.
23	Определяют несущую способность элемента с учетом полной площади A_b и расчетных сопротивлений $R_{b,ser}$ и $R_{s,ser}$.

Продолжение табл. 3.16

№ п.п	Алгоритм
24	Определенную в п. 23 несущую способность сечения сравнивают с расчетными (при $\gamma_f = 1$) усилиями. Если неравенство вида (2.1) удовлетворяется, трещиностойкость защитного слоя считают обеспеченной и расчет заканчивают. В противном случае следует изменить соотношение A_b и A_{ef}.

$0{,}01\frac{l_0}{c_{ef}}\varphi_2$, где $\varphi_2 = 0{,}1\frac{l_0}{c_{ef}} - 1 \leqslant 1$. Значение δ_{min} с учетом указанных коррективов можно определять по табл. 3.14.

Учитывая, что еще до исчерпания несущей способности элемента с косвенным армированием защитный слой может выйти из строя, наряду с расчетом прочности необходим еще и расчет, обеспечивающий трещиностойкость указанного слоя.

Такой расчет производят по формулам (3.67)...(3.137), (3.160)...(3.168) при расчетных нагрузках с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$. Расчетные сопротивления бетона и растянутой арматуры принимают равными $R_{b,ser}$ и $R_{s,ser}$, сжатой арматуры — $R_{sc,ser}$, но не более 400 МПа. Граничную относительную высоту сжатой зоны в этом случае определяют по формуле (3.17) с учетом (3.18) при $\sigma_{sc,u} = 400$ МПа и $\beta = 0{,}006$. Расчетное сопротивление $R_{b,ser}$ вместо R_b используют и в формуле (3.13). Значения δ_{min}, вычисленные по формуле (3.13) с учетом указанной замены, приведены в табл. 3.15.

Гибкость элементов с косвенным армированием l_0/i_{ef} (i_{ef} — радиус инерции учитываемой в расчете части сечения) не должна превышать 55 при армировании сетками и 35 — при армировании спиралью. Кроме того, косвенное армирование учитывают лишь в том случае, если несущая способность элемента, определенная в соответствии с изложенным, превышает его несущую способность, определенную по полному сечению A_b при расчетном сопротивлении бетона R_b. Первое из указанных ограничений обусловлено тем, что в элементах большой гибкости повышенная прочность сжатой зоны не может быть использована. При несоблюдении второго ограничения учет косвенного армирования лишен смысла. Вообще, постановка косвенного армирования целесообразна лишь в том случае, если несущая способность элемента без него недостаточна для восприятия действующих расчетных усилий.

При соблюдении указанных ограничений и конструктивных требований расчет прочности сжатых элементов с учетом влияния косвенного армирования рекомендуется производить по алгоритму, приведенному в табл. 3.16.

Пример 3.13. Дано: колонна круглого сечения со спиральной арматурой; диаметр колон-

ны $d = 0{,}30$ м; расчетная длина $l_0 = 2{,}0$ м; бетон тяжелый класса $B15$ ($R_b = 8{,}5$ МПа, $R_{b,ser} = 11{,}0$ МПа и $E_b = 23{,}0 \cdot 10^3$ МПа); продольная арматура класса A-II ($R_s = 280$ МПа и $R_{s,ser} = 295$ МПа, $r_s = 0{,}118$ м) площадью сечения $A_s = 12{,}06 \cdot 10^{-4}$ м² (6 ∅ 16); спиральная арматура класса A-II ($R_s = 280$ МПа), ∅ 8, $A_{sr} = 0{,}503 \cdot 10^{-4}$ м²; шаг спирали $s = 0{,}04$ м; диаметр спирали $d_{ef} = 0{,}26$ м. Расчетная продольная сила (при $\gamma_f > 1$) $N = 850$ кН и $N = 740$ кН при $\gamma_f = 1$, ее эксцентриситет относительно центра тяжести сечения $e_0 = 0{,}018$ м; соотношение продолжительно и непродолжительно действующих изгибающих (относительно крайнего менее сжатого арматурного стержня) моментов $M_l/M = 0{,}3$.

Р а с ч е т. Расчетные сопротивления бетона с учетом коэффициента $\gamma_{b2} = 1{,}1$: $R_b\gamma_{b2} = 8{,}50 \cdot 1{,}1 = 9{,}35$ МПа, $R_{b,ser}\gamma_{b2} = 11{,}0 \cdot 1{,}1 = 12$ МПа.

Проверку прочности сечения производим по алгоритму, приведенному в табл. 3.16

Оценим вначале несущую способность круглого сечения без учета косвенного армирования. Для этого вычислим:

$$A_b = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3{,}14 \cdot 0{,}3^2}{4} = 70{,}65 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2;$$

$$\mu_s = \frac{A_s}{A_b} = \frac{12{,}06 \cdot 10^{-4}}{70{,}65 \cdot 10^{-3}} = 0{,}017;$$

$$I_b = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{3{,}14 \cdot 0{,}3^4}{64} = 3{,}98 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4;$$

$$i = \frac{d}{4} = \frac{0{,}3}{4} = 0{,}075 \text{ м}; \quad \frac{l_0}{i} = 26{,}7.$$

Поскольку $\frac{l_0}{i} < 35$ и $\mu_s < 0{,}025$, условную критическую силу N_{cr} определяем по приближенной формуле (3.65)

$$N_{cr} = \frac{2 \cdot 23{,}0 \cdot 10^3 \cdot 3{,}98 \cdot 10^{-4}}{2{,}0^2} = 4{,}57 \text{ МН} = 4570 \text{ кН}.$$

Тогда согласно формуле (3.10)

$$\eta = \frac{1}{1 - 850/4570} = 1{,}228 \text{ и } \eta e_0 = 0{,}0221 \text{ м}.$$

По формулам (3.157) и (3.159):

$$\xi = \frac{280 \cdot 12{,}06 \cdot 10^{-4}}{9{,}35 \cdot 70{,}65 \cdot 10^{-3}} = 0{,}511;$$

$$\varphi_{nl} = \frac{850}{9{,}35 \cdot 10^3 \cdot 70{,}65 \cdot 10^{-3}} = 1{,}29.$$

По графику (см. рис. 3.17) $B_{0r} = 0{,}15$. Тогда правая часть формулы (3.165) — $0{,}15 \cdot 9{,}35 \times 70{,}65 \cdot 10^{-3} \cdot 0{,}15 = 14{,}86 \times 10^{-3}$ МН × м = 14,86 кН · м, левая — $850 \cdot 0{,}0221 = 18{,}78$ кН · м, т. е. условие (3.165) не выполняется. В соответствии с п. 2 алгоритма, переходим к его п. 3.

Вычисляем характеристики части сечения, заключенной внутри спирали:

$$A_{ef} = \frac{\pi d_{ef}^2}{4} = \frac{3{,}14 \cdot 0{,}26^2}{4} = 53{,}02 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2;$$

$$I_{ef} = \frac{\pi d_{ef}^4}{64} = \frac{3{,}14 \cdot 0{,}26^4}{64} = 2{,}243 \cdot 10^{-4} \text{ м}^4;$$

$$i_{ef} = \frac{d_{ef}}{4} = \frac{0{,}26}{4} = 0{,}065 \text{ м}$$

и переходим к п. 4, а затем — к п. 12.

Поскольку $\frac{l_0}{i_{ef}} = 2{,}0/0{,}065 = 30{,}8 < 35$, переходим к п. 13.

По формуле (3.187)

$$\mu_{sr} = \frac{4 \cdot 0{,}503 \cdot 10^{-4}}{0{,}26 \cdot 0{,}04} = 0{,}0193,$$

переходим к п. 14, где по формуле (3.191)

$$R_{b,red} = 9{,}35 + 2 \cdot 0{,}0193 \cdot 280 \times \left(1 - \frac{7{,}5 \cdot 0{,}018}{0{,}26}\right) = 14{,}55 \text{ МПа}.$$

Дальнейший расчет производится с использованием формул (3.157), (3.159), (3.165), поэтому характеристику сжатой зоны не определяем и, минуя п. 15, переходим к п. 16.

По табл. 3.14 при $\frac{l_0}{d_{ef}} = 2{,}0/0{,}26 = 7{,}69$; $\delta_{min} = 0{,}43$. Переходим к п. 17.

Находим: $\varphi_1 = 0{,}25 + 0{,}05 \cdot 7{,}69 = 0{,}635$; переходим к п. 18.

Вычисляем параметры, входящие в формулу (3.60). При $\frac{M_l}{M} = 0{,}3$ имеем $\varphi_l = 1{,}3$; поскольку преднапряжение отсутствует, $\varphi_{sp} = 1$. Далее $\delta = 0{,}018/0{,}26 = 0{,}069$; так как $\delta < \delta_{min}$, принимаем $\delta = \delta_{min} = 0{,}43$.

Коэффициент приведения

$$\alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{21 \cdot 10^4}{23 \cdot 10^3} = 9{,}13;$$

момент инерции арматурных стержней (их площадь «размазывается» по кольцу)

$$I_s = \frac{A_s r_s^2}{4} = \frac{12{,}06 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}118^2}{4} = 8{,}396 \cdot 10^{-6} \text{ м}^4.$$

Тогда

$$N_{cr} = \frac{6{,}4 \cdot 23 \cdot 10^3}{2^2}\left[\frac{2{,}243 \cdot 10^{-4}}{1{,}3} \times \left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + 0{,}43} + 0{,}1\right) + 9{,}13 \cdot 8{,}396 \cdot 10^{-6}\right] = 4{,}77 \text{ МН} = 4770 \text{ кН}.$$

Переходим к п. 19, находим

$$\eta = \frac{1}{1 - \dfrac{850}{0{,}635 \cdot 4770}} = 1{,}390;$$

$\eta e_0 = 1{,}390 \cdot 0{,}018 = 0{,}0250$ м, а затем — к п. 21.

По формулам (3.157) и (3.159):

$$\xi = \frac{280 \cdot 12{,}06 \cdot 10^{-4}}{14{,}55 \cdot 53{,}02 \cdot 10^{-3}} = 0{,}438;$$

$$\varphi_{n1} = \frac{850}{14{,}55 \cdot 10^{3} \cdot 53{,}02 \cdot 10^{-3}} = 1{,}10$$

и по графику (см. рис. 3.17) — $B_{0r} = 0{,}25$. Тогда правая часть формулы (3.165) — $0{,}25 \times \times 14{,}55 \cdot 53{,}02 \cdot 10^{-3} \cdot 0{,}13 = 25{,}07 \cdot 10^{-3}$ МН · м = 25,07 кН · м. Переходим к п. 22. Левая часть формулы (3.165) — $850 \cdot 0{,}0250 =$ = 21,25 кН · м, т. е. условие (3.165) выполняется. Переходим к п. 23.

При оценке трещиностойкости защитного слоя используем значения N_{cr}, η и ηe_0, вычисленные в п. 1 алгоритма. По-прежнему пользуемся формулой (3.165), предварительно вычислив:

$$\xi = \frac{295 \cdot 12{,}06 \cdot 10^{-4}}{11{,}0 \cdot 70{,}65 \cdot 10^{-3}} = 0{,}457;$$

$$\varphi_{n1} = \frac{740}{11{,}0 \cdot 10^{3} \cdot 70{,}65 \cdot 10^{-3}} = 0{,}952$$

и найдя по графику (см. рис. 3.17) $B_{0r} = 0{,}3$. Правая часть указанной формулы при этом — $0{,}3 \cdot 11{,}0 \cdot 70{,}65 \cdot 10^{-3} \cdot 0{,}15 = 34{,}97 \cdot 10^{-3}$ МН · м = 34,97 кН · м. Переходим к п. 24. Левая часть формулы (3.165) — $740 \times \times 0{,}0221 = 16{,}35$ кН · м, т. е. условие (3.165) выполняется.

Таким образом, как условие прочности сечения, так и условие трещиностойкости защитного слоя выполняется.

Центрально- и внецентренно-растянутые элементы. Центрально-растянутые элементы. При расчете сечений центрально-растянутых железобетонных элементов должно соблюдаться условие

$$N \leqslant \eta R_s A_{sp} + \eta R_s A_s, \qquad (3.196)$$

где A_{sp} и A_s — площадь сечения всей продольной соответственно напрягаемой и ненапрягаемой арматуры.

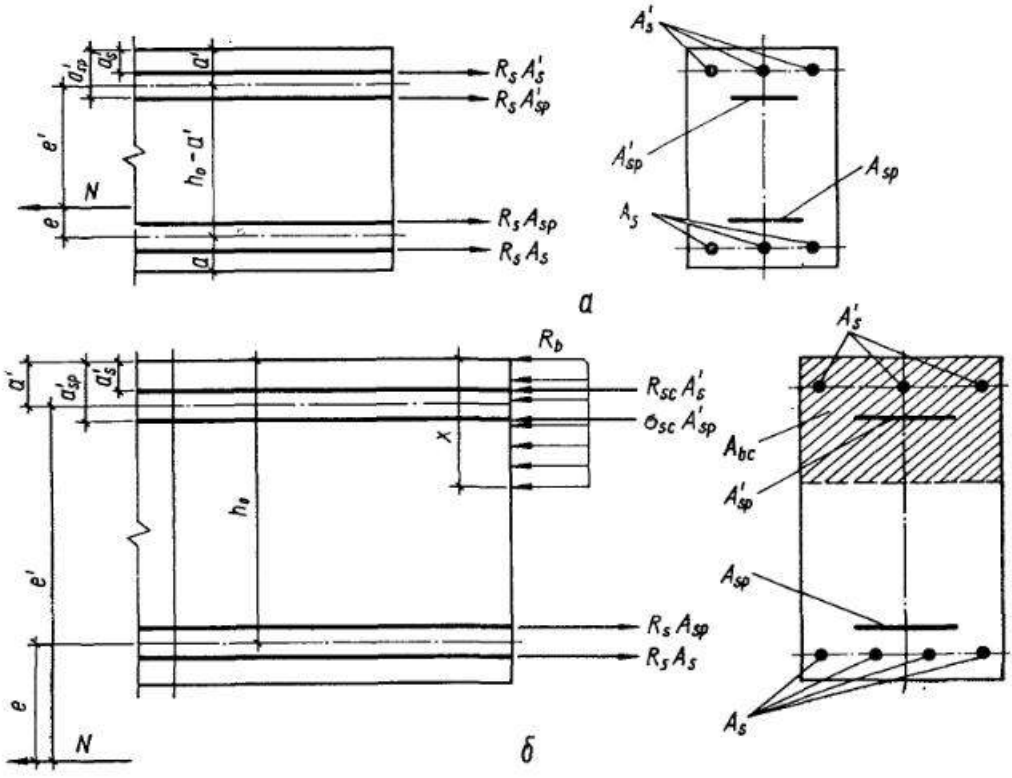


Рис. 3.23. Схема усилий в прямоугольном сечении внецентренно-растянутого железобетонного элемента при расчете его на прочность:

а — продольная сила N приложена между равнодействующими усилий в арматуре S и S'; *б* — то же, за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре S и S'.

При отсутствии напрягаемой арматуры в формуле (3.196) принимают $A_{sp} = 0$ и $\eta = 1$. Коэффициент η расшифрован на с. 68.

Внецентренно растянутые элементы прямоугольного сечения при расположении продольной силы в плоскости оси симметрии. Расчет прямоугольных сечений с напрягаемой и ненапрягаемой арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и сжатой (наименее растянутой) граней, производят в зависимости от положения продольной силы N из следующих условий:

а) если сила N приложена между равнодействующей усилий в арматуре S и S' (рис. 3.23, *а*), т. е. при $e' \leqslant h_0 - a'$, должны выполняться условия:

$$Ne' \leqslant (\eta R_s A_{sp} + \eta R_s A_s)(h_0 - a'); \quad (3.197)$$

$$Ne \leqslant (\eta R_s A'_{sp} + \eta R_s A'_s)(h_0 - a'); \quad (3.198)$$

при симметричной арматуре используют только условие (3.198);

б) если сила N приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре S и S' (рис. 3.23, *б*), т. е. $e' > h_0 - a'$, должно выполняться условие

$$Ne \leqslant R_b b x (h_0 - 0{,}5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) + \\ + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_{sp}), \quad (3.199)$$

при этом высоту сжатой зоны определяют по формуле

$$x = \frac{\gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A'_{sp} - N}{R_b b}. \quad (3.200)$$

Если полученная по формуле (3.200) величина $x > \xi_R h_0$, в условие (3.199) подставляют значение $x = \xi_R h_0$, где ξ_R — граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона, определяемое по формуле (3.17). Если $x < 0$, то прочность сечения проверяют из условий (3.197) и (3.198).

При наличии ненапрягаемой арматуры с условным пределом текучести величину A_{sp} заменяют на A^*_{sp} — суммарную площадь сечения напрягаемой и ненапрягаемой арматуры S с условным пределом текучести, при этом в значении A_s учитывают только ненапрягаемую арматуру с физическим пределом текучести. Предварительные напряжения σ^*_{sp} в арматуре с площадью сечения A^*_{sp} определяют по формуле (3.28).

Если при $e' > h_0 - a'$ высота сжатой зоны, вычисленная по формуле (3.200) без учета ненапрягаемой арматуры S', меньше $2a'$, то расчетную несущую способность можно несколько увеличить, производя расчет по формулам (3.199) и (3.200) без учета ненапрягаемой арматуры S'.

Расчет прочности внецентренно-растянутых элементов прямоугольного сечения при несимметричной арматуре рекомендуется производить по алгоритму, приведенному в табл. 3.17.

Таблица 3.17. **Проверка прочности внецентренно-растянутых элементов**

№ п.п	Алгоритм
1	Если часть арматуры S с условным пределом текучести применяют без предварительного напряжения, расчет производят с учетом замены A_{sp} на A^*_{sp} и σ_{sp} на σ^*_{sp}, вычисляемое по формуле (3.28).
2	Если $e' \leqslant h_0 - a'$, переходят к п. 3, иначе — к п. 4.
3	Проверяют условия (3.197) и (3.198); конец.
4	По формуле (3.200) при $\gamma_{s6} = 1$ вычисляют x.
5	Если $x > \xi_R h_0$, переходят к п. 6, если $x < 0$ — к п. 7, иначе — к п. 8.
6	С учетом замены x на $\xi_R h_0$ проверяют условие (3.199); конец.
7	Проверяют условие (3.197); конец.
8	По формуле (3.21) вычисляют γ_{s6}.
9	По формуле (3.200) вычисляют x.
10	Если $x > \xi_R h_0$, переходят к п. 6, иначе — к п. 11.
11	Проверяют условие (3.199); конец.

Элементы прямоугольного сечения с симметричной арматурой, расположенной в несколько рядов по высоте сечения, рассчитывают при силе N, приложенной между крайними рядами арматуры, из условия

$$Ne_1 \leqslant \eta R_s S_{sp} + \eta R_s S_s, \quad (3.201)$$

где e_1 — расстояние от силы N до наименее растянутого ряда арматуры; S_{sp} и S_s — статические моменты площади сечения соответственно всей напрягаемой и всей ненапрягаемой арматуры относительно оси, перпендикулярной направлению эксцентриситета и проходящей через наименее растянутый ряд арматуры.

Если сила N приложена за пределами расстояния между крайними рядами арматуры, расчет производят по формулам приведенного ниже общего случая.

Требуемое количество продольной арматуры определяют следующим образом:

а) при $e' \leqslant h_0 - a'$ — площадь сечения напрягаемой арматуры S и S' отыскивают из уравнений:

$$\eta R_s A_{sp} (h_0 - a') + R_s A_s (h_0 - a') - Ne' = 0; \quad (3.202)$$

$$\eta R_s A'_{sp} (h_0 - a') + R_s A'_s (h_0 - a') - Ne = 0; \quad (3.203)$$

б) при $e' > h_0 - a'$ — площадь сечения напрягаемой арматуры S отыскивают из уравнения

$$\gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s - \xi R_b b h_0 - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A'_{sp} - \\ - N = 0, \quad (3.204)$$

относительную высоту сжатой зоны ξ — по табл. 3.5 в зависимости от значения

$$B_0 = \frac{Ne - R_{sc}A'_s(h_0 - a'_s) - \sigma_{sc}A'_{sp}(h_0 - a'_{sp})}{R_b b h_0^2}. \quad (3.205)$$

При этом должно выполняться условие $B_0 \leqslant B_R$ [см. формулу (3.25)]. В противном случае следует увеличить площадь сечения ненапрягаемой арматуры A'_s, повысить класс бетона или увеличить размеры сечения.

Если $B_0 < 0$, площадь сечения напрягаемой арматуры определяют по формуле (3.202).

При подборе симметричной напрягаемой арматуры в первом приближении в формулах (3.204) и (3.205) принимают $A'_{sp} = 0$. При этом, если напряжения σ_{sc} сжимающие (т. е. $\sigma_{sc} > 0$), повторный расчет можно не производить.

При $e' > h_0 - a'$ и при отсутствии напрягаемой арматуры S' необходимое количество напрягаемой арматуры S можно несколько снизить, если значение ξ, определенное по табл. 3.5 без учета ненапрягаемой арматуры S', т. е. по значению

$$B_0 = \frac{Ne}{R_b b h_0^2}, \quad (3.206)$$

оказывается меньше $2a'/h_0$. В этом случае площадь сечения напрягаемой арматуры S отыскивают из уравнения

$$\gamma_{s6}R_s A_{sp} + R_s A_s - N\left(\frac{e}{vh_0} + 1\right) = 0. \quad (3.207)$$

Прочность внецентренно-растянутых элементов с ненапрягаемой арматурой проверяют по формулам (3.197) ... (3.207) при $A_{sp} = A'_{sp} = 0$ и $\eta = \gamma_{s6} = 1$.

Пример 3.14. Дано: геометрические параметры сечения нижнего пояса безраскосной фермы $b = 0{,}22$ м, $h = 0{,}24$ м, $a_{sp} = a'_{sp} = 0{,}04$ м, $h_0 = 0{,}2$ м; бетон тяжелый класса $B30$; продольная напрягаемая арматура симметричная класса A-IV ($R_s = 510$ МПа, $\eta = 1{,}2$) площадью сечения $A_{sp} = A'_{sp} = 7{,}63 \times 10^{-4}$ м² (3 ⌀ 18). Продольная растягивающая сила $N = 600$ кН; максимальный изгибающий момент $M = 24$ кН · м.

Требуется проверить прочность нормального сечения.

Расчет. Определяем положение продольной силы N. Для этого вычисляем:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{24}{600} = 0{,}04 \text{ м};$$

$$e = e_0 + 0{,}5h - a'_{sp} = 0{,}04 + 0{,}5 \cdot 0{,}24 - 0{,}04 = 0{,}12 \text{ м}.$$

При $e' = 0{,}12$ м $< h_0 - a'_{sp} = 0{,}2 - 0{,}04 = 0{,}16$ м прочность сечения проверяем из условия (3.197). Так как $1{,}2 \cdot 510 \cdot 10^6 \cdot 7{,}63 \times 10^{-4} \cdot (0{,}2 - 0{,}04) = 74{,}7 \cdot 10^3$ Н · м $= 74{,}7$ кН · м $> Ne' = 600 \cdot 0{,}12 = 72{,}0$ кН · м, прочность сечения обеспечена.

Пример 3.15. Дано: П-образная плита перекрытия; к нижней грани ее продольного ребра приложена растягивающая сила $N = 50$ кН, вызванная сдвигающими усилиями в диске перекрытия от ветровых нагрузок; размеры поперечного сечения плиты (для половины сечения) $h = 0{,}4$ м, $b = 0{,}085$ м, $b'_f = 0{,}35$ м, $h'_f = 0{,}05$ м, $a = 0{,}037$ м, $h_0 = 0{,}363$ м; бетон легкий (керамзитобетон) класса $B25$ ($R_b = 14{,}5$ МПа); продольная растянутая арматура напрягаемая класса A-V ($R_s = 680$ МПа, $\eta = 1{,}15$) и ненапрягаемая класса A-III ($R_s = 365$ МПа); площади сечения арматуры $A_{sp} = 3{,}14 \cdot 10^{-4}$ м² (1 ⌀ 20) и $A_s = 0{,}783 \cdot 10^{-4}$ м² (1 ⌀ 10). Предварительное напряжение арматуры с учетом всех потерь при $\gamma_{sp} < 1$ $\sigma_{sp} = 500$ МПа. Максимальный изгибающий момент плиты от вертикальной нагрузки $M = 72{,}0$ кН · м.

Требуется проверить прочность нормального сечения плиты.

Расчет. Расчетное сопротивление бетона с учетом коэффициента $\gamma_{b2} = 1{,}1$

$$R_b\gamma_{b2} = 14{,}5 \cdot 1{,}1 = 16{,}0 \text{ МПа}.$$

Проверку прочности сечения производим по алгоритму, приведенному в табл. 3.17.

Арматура с условным пределом текучести и без предварительного напряжения в сечении отсутствует, поэтому переходим к п. 2.

Поскольку сила N приложена за пределами расстояния между арматурами S и S' (т. е. $e' > h_0 - a'$), переходим к п. 4.

По формуле (3.200) при $\gamma_{s6} = 1$

$$x = \frac{680 \cdot 10^6 \cdot 3{,}14 \cdot 10^{-4} + 365 \cdot 10^6 \cdot 0{,}783 \cdot 10^{-4} - 50\,000}{16{,}0 \cdot 10^6 \cdot 0{,}35} =$$

$= 0{,}034$ м $< h'_f = 0{,}05$ м, переходим к п. 5.

По табл. 3.6 при $\gamma_{b2} = 1{,}1$, классе арматуры A-V, классе бетона $B25$ и $\frac{\sigma_{sp}}{R_s} = \frac{500}{680} = 0{,}735$ $\xi_R = 0{,}438$.

Так как $x = 0{,}034$ м $< \xi_R h_0 = 0{,}438 \times 0{,}363 = 0{,}159$ м, переходим к п. 8.

По формуле (3.21)

$$\gamma_{s6} = 1{,}15 - (1{,}15 - 1) \cdot \frac{0{,}034/0{,}363}{0{,}438} = 1{,}118,$$

переходим к п. 9.

По формуле (3.200)

$$x = \frac{1{,}118 \cdot 680 \cdot 10^6 \cdot 3{,}14 \cdot 10^{-4} + 365 \cdot 10^6 \cdot 0{,}783 \cdot 10^{-4} - 50\,000}{16{,}0 \cdot 10^6 \cdot 0{,}35} =$$

$= 0{,}039$ м $< h'_f = 0{,}05$ м, переходим к п. 10.

Так как $x = 0{,}039$ м $< \xi_R h_0 = 0{,}159$ м, переходим к п. 11.

Определяем Ne — момент внешних сил относительно точки приложения равнодействующей усилий в арматуре S: $Ne = Na + M = 50 \cdot 0{,}037 + 72{,}0 = 73{,}85$ кН · м.

Проверяем условие (3.199). Так как $16{,}0 \times 10^6 \cdot 0{,}35 \cdot 0{,}039 \cdot (0{,}363 - 0{,}5 \cdot 0{,}039) = 75{,}0 \cdot 10^3$ Н · м $= 75{,}0$ кН · м $> 73{,}85$ кН · м, прочность сечения обеспечена.

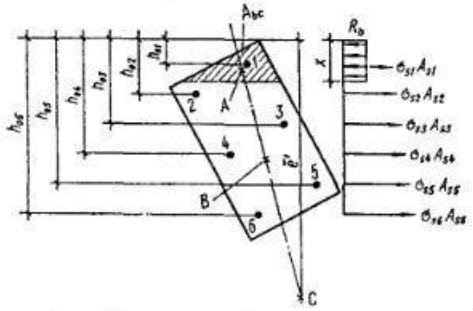


Рис. 3.24. Схема усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении внецентренно-растянутого железобетонного элемента в общем случае расчета прочности:

A — точка приложения равнодействующей усилий в арматуре и бетоне сжатой зоны; *B* — точка приложения равнодействующей усилий в арматуре растянутой зоны; *C* — точка приложения растягивающей силы *N*; 1...6 — арматурные стержни.

Общий случай расчета внецентренно-растянутого элемента (при любых сечениях, внешних усилиях и любом армировании). Расчет в общем случае рис. 3.24) производят из условия

$$N\bar{e}' \leqslant \Sigma\sigma_{si}S_{si} - R_bS_{bc}, \qquad (3.208)$$

где $\bar{e}'$ — расстояние от точки приложения продольной силы N до оси, параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону и проходящей через точку сжатой зоны, наиболее удаленную от указанной прямой; σ_{si} — напряжения в i-м стержне продольной арматуры; S_{si} — статический момент площади сечения i-го стержня продольной арматуры относительно указанной оси; S_{bc} — статический момент площади сжатой зоны бетона относительно указанной оси.

Высоту сжатой зоны бетона x и напряжения σ_{si} определяют из совместного решения уравнения

$$R_bA_{bc} + N = \Sigma\sigma_{si}A_{si}, \qquad (3.209)$$

где A_{si} — площадь сечения i-го стержня продольной арматуры, и уравнений (3.57) ... (3.59).

При косом внецентренном растяжении для определения положения границы сжатой зоны кроме использования формул (3.209) и (3.57) ... ... (3.59) требуется соблюдение дополнительного условия, в соответствии с которым точки приложения внешней продольной силы, равнодействующей сжимающих усилий в бетоне и арматуре и равнодействующей усилий в растянутой арматуре должны лежать на одной прямой (рис. 3.24).

Уточненный метод расчета по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента. По сравнению с нормативным методом расчета прочности нормальных сечений этот метод позволяет более точно оценивать прочность сечений с сжатой зоной сложной формы в тех многих случаях, когда напряжения в растянутой арматуре (во всей или только в части ее) не достигают предельных, более точно оценивать перераспределение усилий в статически неопределимых конструкциях, а следовательно и несущую способность таких конструкций, более экономично использовать сжатую арматуру и более дифференцированно определять граничную высоту сжатой зоны в зависимости от прочностных и деформативных свойств бетона.

На основе уточненного метода представляется возможным также учитывать влияние предварительного загружения и длительных процессов, протекающих в бетоне, на прочность нормальных сечений железобетонных элементов.

В основу метода положены следующие предпосылки:

связь между напряжениями и деформациями бетона и напряжениями и деформациями

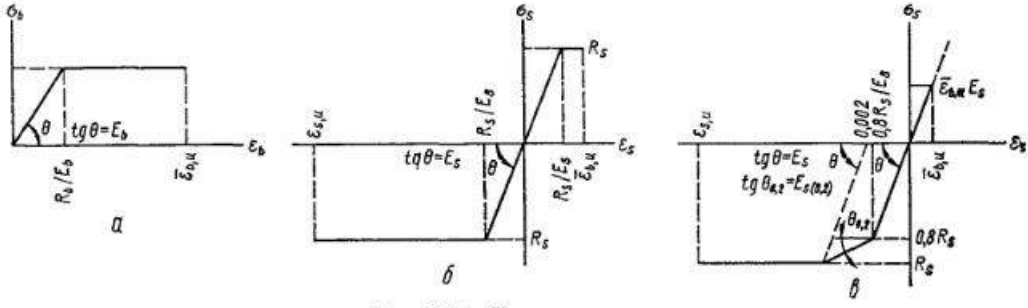


Рис. 3.25. Диаграмма σ — ε:

а — для бетона; *б* — для арматурной стали, имеющей физический предел текучести; *в* — для арматурной стали, не имеющей физического предела текучести; $\bar{\varepsilon}_{b,u}$ — относительные деформации предельной сжимаемости бетона при неоднородном напряженном состоянии; $\varepsilon_{s,u}$ — относительные деформации предельной растяжимости арматурной стали (упругая деформация в сумме с относительным равномерным удлинением после разрыва).

Таблица 3.18. **Коэффициент пластичности бетона $\lambda_{b,u}$**

Вид бетона	Класс бетона по прочности на сжатие												
	*B*7,5	*B*10	*B*12,5	*B*15	*B*20	*B*25	*B*30	*B*35	*B*40	*B*45	*B*50	*B*55	*B*60
Тяжелый	—	0,847	0,827	0,806	0,762	0,727	0,685	0,643	0,622	0,601	0,566	0,538	0,510
Мелкозернистый	—	0,750	0,725	0,700	0,646	0,604	0,552	0,502	0,476	0,450	—	—	—
Легкий	0,500	0,470	0,438	0,405	0,335	0,280	0,215	0,150	—	—	—	—	—

Таблица 3.19. **Расчетные модули упругости бетона при сжатии $E_b \cdot 10^{-3}$, МПа**

Вид бетона	Класс бетона по прочности на сжатие												
	*B*7,5	*B*10	*B*12,5	*B*15	*B*20	*B*25	*B*30	*B*35	*B*40	*B*45	*B*50	*B*55	*B*60
Тяжелый:													
естественного твердения	—	12,0	13,0	14,5	16,5	18,0	20,0	21,0	21,8	22,8	23,3	23,6	23,9
подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	—	11,0	12,0	13,0	14,5	16,0	18,0	19,0	19,7	20,3	20,8	21,1	21,4
Мелкозернистый:													
группы А естественного твердения	—	9,5	10,7	12,0	13,3	14,5	16,0	17,0	17,7	18,4	—	—	—
группы А подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении	—	8,9	9,7	10,5	12,0	13,0	14,0	14,8	15,5	—	—	—	—
группы Б естественного твердения	—	8,9	9,7	10,5	12,0	13,0	14,0	—	—	—	—	—	—
Легкий в зависимости от марки по плотности (объемной массе) бетона:													
*D*1200	4,7	5,2	5,6	6,1	—	—	—	—	—	—	—	—	—
*D*1400	5,7	6,2	6,6	7,0	7,7	8,4	—	—	—	—	—	—	—
*D*1800	7,2	7,8	8,4	9,0	10,1	10,8	11,5	12,1	12,6	—	—	—	—
*D*2200	—	10,0	10,5	11,0	12,2	13,3	14,0	14,5	15,0	—	—	—	—

арматуры принимают в виде диаграмм, показанных на рис. 3.25;

для средних деформаций бетона и арматуры считают справедливой гипотезу плоских сечений;

в качестве расчетного принимают сечение со средней высотой сжатой зоны x, соответствующей средним деформациям;

сопротивление расчетного сечения считают исчерпанным, если деформации крайних сжатых волокон бетона или растянутой арматуры достигают предельных значений.

Использование указанных предпосылок равносильно принятию эпюры нормальных напряжений в бетоне сжатой зоны расчетного сечения в виде прямоугольной трапеции с высотой участка постоянных напряжений равной $\lambda_b x$, где λ_b — коэффициент пластичности бетона:

при $R_b/E_b < \varepsilon_b < \bar{\varepsilon}_{b,u}$

$$\lambda_b = \frac{\varepsilon_b E_b - R_b}{\varepsilon_b E_b}; \qquad (3.210)$$

при $\varepsilon_b = \bar{\varepsilon}_{b,u}$

$$\lambda_b = \lambda_{b,u} = \frac{\bar{\varepsilon}_{b,u} E_b - R_b}{\bar{\varepsilon}_{b,u} E_b}. \qquad (3.211)$$

Для тяжелого бетона и мелкозернистого бетона группы А естественного твердения

$$\lambda_{b,u} = 0{,}93 - 0{,}014 R_b. \qquad (3.212)$$

Для мелкозернистого бетона группы А, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении, и групп Б и В

$$\lambda_{b,u} = 0{,}85 - 0{,}017 R_b. \qquad (3.213)$$

Для легкого бетона

$$\lambda_{b,u} = 0{,}60 - 0{,}022 R_b. \qquad (3.214)$$

Для определения $\lambda_{b,u}$ можно пользоваться также табл. 3.18.

Расчетные значения модуля упругости бетона E_b для предельных состояний первой группы рекомендуется определять по табл. 3.19.

Расчетные значения деформаций предельной растяжимости арматурной стали $\varepsilon_{s,u}$ допускается принимать равными: для проволочной арматуры — 0,01, для стержневой — 0,02.

Расчет прочности производят в зависимости от степени использования сжатого бетона и растянутой арматуры. При этом возможны четыре случая исчерпания прочности: 1-й отвечает полному использованию сопротивления

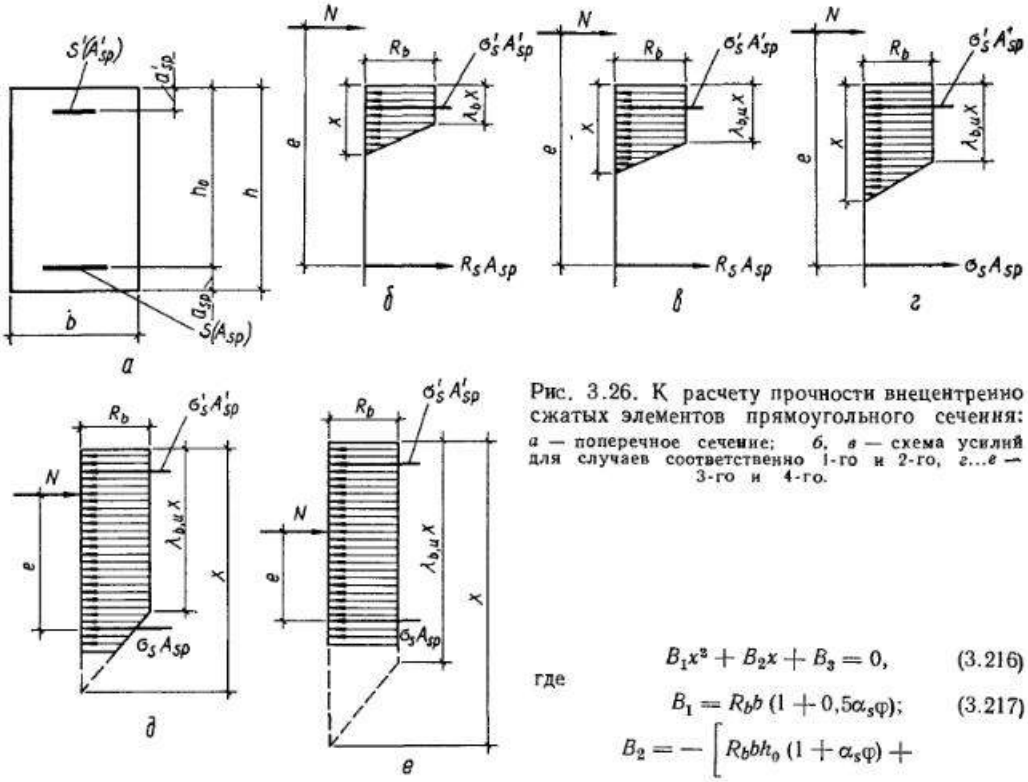


Рис. 3.26. К расчету прочности внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения: *а* — поперечное сечение; *б*, *в* — схема усилий для случаев соответственно 1-го и 2-го, *г*...*е* — 3-го и 4-го.

арматуры; 2-й — полному использованию сопротивления арматуры и бетона, 3-й и 4-й — полному использованию сопротивления бетона при работе арматуры соответственно в упруго-пластической и упругой стадии.

Расчет внецентренно-сжатых элементов произвольного сечения с одной осью симметрии, когда внешняя сила действует в плоскости симметрии сечения. Придерживаясь последовательности, принятой в предыдущих разделах, сначала рассмотрены простейшие — прямоугольные сечения с двойной напрягаемой арматурой, сосредоточенной у наиболее сжатой и растянутой (наименее сжатой) граней (рис. 3.26), затем произвольные сечения при многорядном расположении арматуры (рис. 3.27, *а*) *.

Прочность прямоугольных сечений для 1-го случая (рис. 3.26, *б*) проверяют из условия

$$Ne \leqslant 0{,}5R_b b x\,[(1+\lambda_b)\,h_0 - 0{,}33x\,(1+\lambda_b+\lambda_b^2)] + \sigma_s' A_{sp}'\,(h_0 - a_{sp}'). \quad (3.215)$$

Высоту сжатой зоны определяют из уравнения

где

$$B_1 x^2 + B_2 x + B_3 = 0, \quad (3.216)$$

$$B_1 = R_b b\,(1 + 0{,}5\alpha_s\varphi); \quad (3.217)$$

$$B_2 = -\left[R_b b h_0\,(1+\alpha_s\varphi) + \left(\frac{R_b}{\varphi} + \sigma_{sp}'\right) A_{sp}' + R_s A_{sp} + N\right]; \quad (3.218)$$

$$B_3 = 0{,}5\alpha_s\varphi R_b b h_0^2 + \left(\frac{R_b a_{sp}'}{\varphi} + \sigma_{sp}' h_0\right) A_{sp}' + (R_s A_{sp} + N)\,h_0. \quad (3.219)$$

В формуле (3.215):

$$\lambda_b = 1 - \frac{\alpha_s\varphi\,(h_0 - x)}{x}; \quad (3.220)$$

$$\sigma_s' = \frac{\alpha_s R_b\,(x - a_{sp}')}{(1-\lambda_b)\,x} - \sigma_{sp}'. \quad (3.221)$$

В формулах (3.217) ... (3.220)

$$\varphi = \frac{R_b}{E_s\,(\varepsilon_{s,u} + 0{,}008 - \beta) - \sigma_{sp}}, \quad (3.222)$$

где β — коэффициент, учитывающий возможность проявления пластических деформаций в предварительно напряженной арматуре при ее натяжении. При стержневой арматуре с условным пределом текучести $\beta = 0{,}01\sigma_{sp1}/R_s \geqslant 0{,}008$, при проволочной $\beta = 0{,}008$. Значение σ_{sp1} расшифровано на с. 68.

При определении x из уравнения (3.216) должно выполняться условие $\sigma_s' \leqslant R_s$. Если

* Расчет тавровых и двутавровых сечений (не приведен из-за ограниченного объема) может производиться по формулам общего случая.

указанное условие не выполняется, расчет производят по формуле (3.215) с учетом замены σ_s' на R_s. В этом случае

$$x = \frac{0{,}5\alpha_s\varphi R_b b h_0 + R_s A_{sp} + N - R_s A'_{sp}}{(1 + 0{,}5\alpha_s\varphi) R_b b}. \quad (3.223)$$

В формулах (3.217) ... (3.223) α_s — отношение модуля упругости арматуры к расчетному значению модуля упругости бетона для предельных состояний первой группы (см. табл. 3.19).

Прочность прямоугольных сечений для 2-го случая (рис. 3.26, *в*) проверяют из условия

$$Ne \leqslant 0{,}5R_b b x [(1 + \lambda_{b,u}) h_0 - 0{,}33x (1 + \lambda_{b,u} + \lambda_{b,u}^2)] + \sigma_s' A'_{sp} (h_0 - a'_{sp}). \quad (3.224)$$

Высоту сжатой зоны определяют из уравнения (3.216), где

$$B_1 = 0{,}5R_b b (1 - \lambda_{b,u}^2); \quad (3.225)$$

$$B_2 = \alpha_s R_b A'_{sp} - (1 - \lambda_{b,u}^2) (R_s A_{sp} + N + \sigma'_{sp} A'_{sp}); \quad (3.226)$$

$$B_3 = -\alpha_s R_b A'_{sp} a'_{sp}. \quad (3.227)$$

Напряжения в арматуре S' — по формуле

$$\sigma_s' = \frac{\alpha_s R_b (x - a'_{sp})}{(1 - \lambda_{b,u}) x} - \sigma'_{sp}. \quad (3.228)$$

При этом должно выполняться условие $\sigma_s' \leqslant R_s$. Если указанное условие не выполняется, расчет производят по формуле (3.224) с учетом замены σ_s' на R_s. В этом случае

$$x = \frac{R_s A_{sp} - R_s A'_{sp} + N}{0{,}5R_b b (1 + \lambda_{b,u})}. \quad (3.229)$$

Прочность прямоугольных сечений для 3-го случая проверяют:

при $x \leqslant h$ (рис. 3.26, *г*) — из условия (3.224);

при $\lambda_{b,u} x \leqslant h < x$ (рис. 3.26, *д*) — из условия

$$Ne \leqslant 0{,}5R_b \left\{ bx [(1 + \lambda_{b,u}) h_0 - 0{,}33x (1 + \lambda_{b,u} + \lambda_{b,u}^2)] + \frac{b (x - h)^2}{(1 - \lambda_{b,u}) x} [0{,}33 (x - h) + a_{sp}] \right\} + \sigma_s' A'_{sp} (h_0 - a'_{sp}); \quad (3.230)$$

при $\lambda_{b,u} x > h$ (рис. 3.26, *е*) — из условия

$$Ne \leqslant 0{,}5R_b b h (2h_0 - h) + \sigma_s' A'_{sp} (h_0 - a'_{sp}). \quad (3.231)$$

Высоту сжатой зоны определяют из уравнения (3.216), где: при $x \leqslant h$

B_1 — см. формулу (3.225);

$$B_2 = \alpha_s R_b (\varphi_s A_{sp} + A'_{sp}) - (1 - \lambda_{b,u}) [\varphi_s (\sigma_{sp} + \beta E_s) A_{sp} + N + \sigma'_{sp} A'_{sp}]; \quad (3.232)$$

$$B_3 = -\alpha_s R_b (\varphi_s A_{sp} h_0 + A'_{sp} a'_{sp}); \quad (3.233)$$

при $\lambda_{b,u} x \leqslant h < x$

$$B_1 = 0{,}5\lambda_{b,u}^2 R_b b; \quad (3.234)$$

$$B_2 = -R_b [\alpha_s (A'_{sp} - \varphi_s A_{sp}) + bh] - (1 - \lambda_{b,u}) [\varphi_s A_{sp} (\sigma_{sp} + \beta E_s) - \sigma'_{sp} A'_{sp} - N]; \quad (3.235)$$

$$B_3 = R_b [0{,}5bh^2 + \alpha_s (A'_{sp} a'_{sp} - \varphi_s A_{sp} h_0)]; \quad (3.236)$$

при $h \leqslant \lambda_{b,u} x$ напряжения в арматуре S' определяются по формуле

$$\sigma_s' = \frac{Ne - 0{,}5bh^2 R_b}{A'_{sp} (h_0 - a'_{sp})}. \quad (3.237)$$

При арматурной стали, не имеющей физического предела текучести, напряжения в арматуре S

$$\sigma_s = \varphi_s \left[\frac{\alpha_s R_b (h_0 - x)}{(1 - \lambda_{b,u}) x} + \sigma_{sp} \pm \beta E_s \right], \quad (3.238)$$

где

$$\varphi_s = \frac{R_s}{R_s + 0{,}01E_s}. \quad (3.239)$$

Напряжения в арматуре S' определяют по формуле (3.228) или по формуле (3.237) в зависимости от положения нулевой линии, при этом должно выполняться условие $\sigma_s' \leqslant R_s$. Если это условие не выполняется, расчет производят по формуле (3.224) с учетом замены σ_s' на R_s. Высоту сжатой зоны отыскивают из уравнения (3.216), где:

при $x \leqslant h$

B_1 — см. формулу (3.225);

$$B_2 = \alpha_s \varphi_s R_b A_{sp} - (1 - \lambda_{b,u}) [\varphi_s (\sigma_{sp} + \beta E_s) A_{sp} + N - R_s A'_{sp}]; \quad (3.240)$$

$$B_3 = -\alpha_s \varphi_s R_b A_{sp} h_0; \quad (3.241)$$

при $\lambda_{b,u} x \leqslant h < x$

B_1 — см. формулу (3.234);

$$B_2 = -R_b (bh - \alpha_s \varphi_s A_{sp}) - (1 - \lambda_{b,u}) [\varphi_s (\sigma_{sp} + \beta E_s) A_{sp} + R_s A'_{sp} - N]; \quad (3.242)$$

$$B_3 = R_b (0{,}5bh^2 - \alpha_s \varphi_s A_{sp} h_0). \quad (3.243)$$

При арматурной стали, имеющей физический предел текучести, значения σ_s, x, B_1, B_2 и B_3

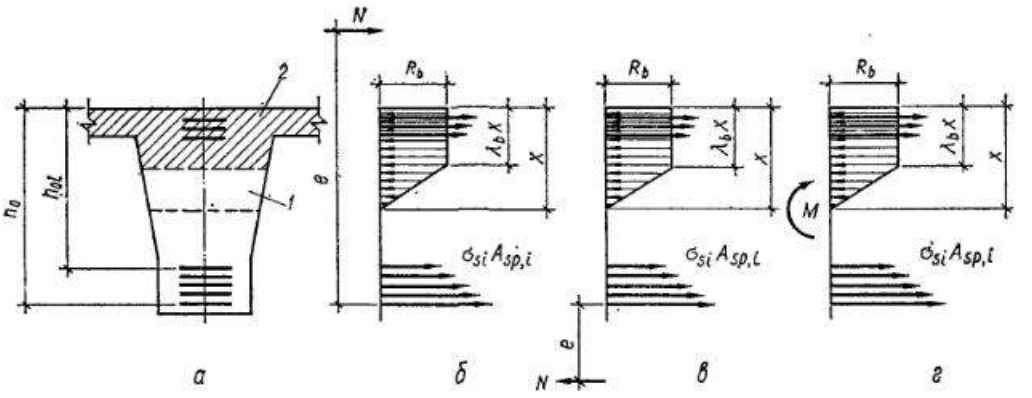


Рис. 3.27. К расчету прочности сечений произвольной формы при многорядном армировании:
а — поперечное сечение; *б...г* — схема усилий соответственно при внецентренном сжатии, внецентренном растяжении и изгибе; *1*, *2* — площадь сжатой части сечения, работающей в стадии соответственно упругой и пластической.

определяют по приведенным формулам при $\varphi_s = 1$ и $\beta E_s = 0$.

Расчет прямоугольных сечений для 4-го случая (рис. 3.26, *г*) производят по формулам предыдущего случая при $\varphi_s = 1$ и $\beta E_s = 0$.

Граничные значения высоты сжатой зоны:

$$x_{\lim(1-2)} = \frac{\alpha_s R_b h_0}{\alpha_s R_b + [E_s (\varepsilon_{s,u} + 0{,}008 - \beta) - \sigma_{sp}] (1 - \lambda_{b,u})}; \quad (3.244)$$

при арматурной стали, не имеющей физического предела текучести,

$$x_{\lim(2-3)} = \frac{\alpha_s R_b h_0}{\alpha_s R_b + [R_s + (0{,}01 - \beta) E_s - \sigma_{sp}] (1 - \lambda_{b,u})}; \quad (3.245)$$

$$x_{\lim(3-4)} = \frac{\alpha_s R_b h_0}{\alpha_s R_b + (100\beta R_s - \sigma_{sp}) (1 - \lambda_{b,u})}; \quad (3.246)$$

при арматурной стали, имеющей физический предел текучести,

$$x_{\lim(2-3)} = x_{\lim(3-4)} = \frac{\alpha_s R_b h_0}{\alpha_s R_b + (R_s - \sigma_{sp}) (1 - \lambda_{b,u})}. \quad (3.247)$$

Цифры в скобках левой части формул соответствуют случаям исчерпания прочности.

Здесь и везде в последующем (при расчете прочности нормальных сечений любой формы) для арматурной стали, не имеющей физического предела текучести, при соблюдении условия $x < x_{\lim(2-3)}$ расчетное сопротивление R_s умножают на коэффициент условий работы γ_{s6}, определяемый по формуле (3.21).

Прочность сечений произвольной формы при многорядном армировании проверяют из условия (рис. 3.27, *б*)

$$Ne \leqslant R_b \left[S_{bc,pl} + \frac{I_{bc,el} + S_{bc,el} (h_{0i} - x)}{(1 - \lambda_{b,u}) x} \right] - \sum_{i=1}^{n} \sigma_{si} S_{sp,i}. \quad (3.248)$$

Высоту сжатой зоны и напряжения в арматуре определяют в результате совместного решения уравнений

$$R_b \left[A_{bc,pl} + \frac{S_{bc,el}}{(1 + \lambda_{b,u}) x} \right] - \sum_{i=1}^{n} \sigma_{si} A_{sp,i} - N = 0; \quad (3.249)$$

$$\sigma_{si} = \frac{\alpha_{si} R_b (h_{0i} - x)}{(1 - \lambda_{b,u}) x} + \sigma_{sp,i}; \quad (3.250)$$

$$\sigma_{si} = \varphi_{si} \left[\frac{\alpha_{si} R_b (h_{0i} - x)}{(1 - \lambda_{b,u}) x} + \sigma_{sp,i} \pm \beta_i E_{si} \right]. \quad (3.251)$$

В формулах (3.248) и (3.249):

$A_{bc,pl}$ и $S_{bc,pl}$ — площадь сжатой части сечения, работающей в пластической стадии, и статический момент указанной части сечения относительно центра тяжести сечения стержней наиболее растянутого (наименее сжатого) ряда продольной арматуры; $S_{bc,el}$ и $I_{bc,el}$ — статический момент и момент инерции сжатой части сечения, работающей в упругой стадии, относительно нулевой линии; $S_{sp,i}$ — статический момент площади сечения i-го ряда продольной арматуры относительно центра тяжести сечения стержней наиболее растянутого (наименее сжатого) ряда указанной арматуры.

В формуле (3.251)

$$\varphi_{si} = \frac{R_{si}}{R_{si} + 0{,}01 E_{si}}. \quad (3.252)$$

Знак «+» в формуле (3.251) ставят, если в стержнях рассматриваемого ряда действуют растягивающие напряжения ($\sigma_{si} > 0$), знак «—» — если сжнмающие ($\sigma_{si} < 0$). В последнем случае принимают $\beta_i = 0{,}008$.

Порядок расчета принимают следующий:

а) задают начальное значение высоты сжатой зоны сечения x и вычисляют характеристики $A_{bc,pl}$ и $S_{bc,el}$;

б) по формуле (3.250) определяют напряжения в арматуре. Если при этом для стержней из стали, не имеющей физического предела

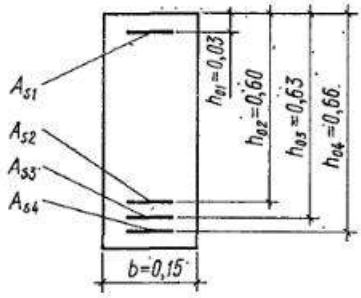


Рис. 3.28. К примеру 3.16 (размеры в м).

текучести, не соблюдается условие $|\sigma_{si}| \leqslant 0{,}8R_{si}$, напряжения в указанных стержнях пересчитывают по формуле (3.251). В тех случаях, когда вычисленные по этой формуле напряжения превышают предельное сопротивление R_{si}, принимают $\sigma_{si} = \pm R_{si}$.

Для стержней из стали, имеющей физический предел текучести, должно соблюдаться условие $|\sigma_{si}| \leqslant R_{si}$, в протнвном случае прнннмают $\sigma_{si} = \pm R_{si}$;

в) проверяют условие (3.249). Если это условие не выполняется, принимают новое значение x и расчет повторяют до тех пор, пока оно не будет выполняться с заданной точностью;

г) для стержней наиболее напряженного растянутого ряда, если напряжения в них достигают величин R_{si}, проверяют условие:

для арматурной стали, не имеющей физического предела текучести, прн $\beta_i > 0{,}008$

$$\frac{R_b (h_{0i} - x)}{E_b (1 - \lambda_{b,u}) x} + \frac{\sigma_{sp,i} + (\beta_i - 0{,}008) R_{si}}{E_{si}} \leqslant \varepsilon_{s,u(i)}; \quad (3.253)$$

в остальных случаях

$$\frac{R_b (h_{0i} - x)}{E_b (1 - \lambda_{b,u}) x} + \frac{\sigma_{sp,i}}{E_{si}} \leqslant \varepsilon_{s,u(i)}. \quad (3.254)$$

Если рассматриваемое условие не выполняется, расчет повторяют с учетом замены в выражениях (3.249)...(3.251) $\lambda_{b,u}$ на

$$\lambda_b = 1 - \frac{R_b (h_{0i} - x)}{\varepsilon_{s,u(i)} E_b x}. \quad (3.255)$$

Такую же замену производят и в неравенстве (3.248);

д) проверяют неравенство (3.248).

Пример 3.16. Д а н о: бетон мелкозернистый группы А, естественного твердения, класса $B30$ ($R_b = 17{,}0$ МПа); арматура класса А-III ($R_s = 365$ МПа, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа) площадью сечения $A_{s1} = A_{s2} = A_{s3} = A_{s4} = 11{,}4 \times \times 10^{-4}$ м² (3 ⌀ 22). Расчетный изгибающий момент $M = 600$ кН · м; геометрические параметры сечения приведены на рис. 3.28.

Требуется проверить прочность сечения.

Р а с ч е т. Расчетное сопротивление бетона с учетом коэффициента $\gamma_{b2} = 0{,}9$

$$R_b \gamma_{b2} = 17{,}0 \cdot 0{,}9 = 15{,}3 \text{ МПа}.$$

По формуле (3.212): $\lambda_{b,u} = 0{,}93 - 0{,}014 \times \times 15{,}3 = 0{,}716$.

По табл. 3.19 для мелкозернистого бетона группы А естественного твердения, класса $B30$, $E_b = 16{,}0 \cdot 10^3$ МПа, тогда

$$\alpha_s = \frac{2 \cdot 10^5}{16{,}0 \cdot 10^3} = 12{,}5.$$

Дальнейший расчет производим в порядке, изложенном выше.

Задаемся значением $x = 0{,}45$ м (первое приближение).

По формуле (3.250) вычнсляем напряжения в каждом ярусе арматуры:

$$\sigma_{s1} = \frac{12{,}5 \cdot 15{,}3 \cdot (0{,}03 - 0{,}45)}{(1 - 0{,}716) \cdot 0{,}45} = -628{,}5 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{s2} = \frac{12{,}5 \cdot 15{,}3 \cdot (0{,}60 - 0{,}45)}{(1 - 0{,}716) \cdot 0{,}45} = 224{,}5 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{s3} = \frac{12{,}5 \cdot 15{,}3 \cdot (0{,}63 - 0{,}45)}{(1 - 0{,}716) \cdot 0{,}45} = 269{,}4 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{s4} = \frac{12{,}5 \cdot 15{,}3 \cdot (0{,}66 - 0{,}45)}{(1 - 0{,}716) \cdot 0{,}45} = 314{,}3 \text{ МПа}.$$

Так как $|\sigma_{s1}| > R_s$, принимаем $|\sigma_{s1}| = R_s$.

Проверяем условие (3.249), которое для данного сечения будет иметь вид:

$$0{,}5 R_b (1 + \lambda_{b,u}) bx - A_{s1} (-R_s) - - A_{s2}\sigma_{s2} - A_{s3}\sigma_{s3} - A_{s4}\sigma_{s4} = 0.$$

В числах: $0{,}5 \cdot 15{,}3 \cdot 10^6 \cdot (1 + 0{,}716)\ 0{,}15 \times \times 0{,}45 - 11{,}4 \cdot 10^{-4} (-365 \cdot 10^6) - 11{,}4 \times \times 10^{-4} \cdot 224{,}5 \cdot 10^6 - 11{,}4 \cdot 10^{-4} \cdot 269{,}4 \times \times 10^6 - 11{,}4 \cdot 10^{-4} \cdot 314{,}3 \cdot 10^6 = 308{,}9$ кН $\neq 0$.

Поскольку условие (3.249) не выполняется, принимаем новое значение $x = 0{,}40$ м (второе приближение) и расчет повторяем. Для удобства дальнейшие вычисления по отысканию x сведены в табл. 3.20. Окончательно принимаем $x = 0{,}403$ м.

Таблица 3.20. **Определение высоты сжатой зоны балки (к примеру 3.16)**

Номер приближения	x, м	Значения σ_{si}, вычисленные по формуле (3.250), МПа				Принимаемые значения σ_{si}, МПа				$R_b\left[A_{bc,pl}+\frac{S_{bc,el}}{(1-\lambda_{b,u})x}\right]$	$\sum_{i=1}^{n}\sigma_{si}A_{si}$
		σ_{s1}	σ_{s2}	σ_{s3}	σ_{s4}	σ_{s1}	σ_{s2}	σ_{s3}	σ_{s4}		
1	0,45	—628,5	224,5	269,4	314,3	—365	224,5	269,4	314,3	886,1	505,2
2	0,40	—622,9	336,7	387,2	437,7	—365	336,7	365	365	787,6	799,9
3	0,41	—624,1	312,1	361,3	410,6	—365	312,3	361,3	365	807,3	767,7
4	0,403	—623,3	329,1	379,3	429,4	—365	329,1	365	365	793,6	791,3

Для арматуры наиболее растянутого ряда (A_{s4}) проверяем условие (3.254). Так как $\frac{15{,}3\cdot(0{,}66-0{,}403)}{16{,}0\cdot10^3\cdot(1-0{,}716)\cdot0{,}403}=2{,}15\cdot10^{-3}<$ $<\varepsilon_{s,u}=0{,}02$, т. е. условие соблюдается, проверяем неравенство (3.248). Для данного сечения правая часть указанного неравенства принимает вид:

$$0{,}5R_bbx[(1+\lambda_{b,u})h_{04}-0{,}33x(1+\lambda_{b,u}+\lambda_{b,u}^2)]-(-R_s)A_{s1}(h_{04}-h_{01})-$$
$$-\sigma_{s2}A_{s2}(h_{04}-h_{02})-R_sA_{s3}(h_{04}-h_{03})=$$
$$=0{,}5\cdot15{,}3\cdot10^6\cdot0{,}15\cdot0{,}403[(1+0{,}716)\times$$
$$\times0{,}66-0{,}33\cdot0{,}403(1+0{,}716+0{,}716^2)]-$$
$$-(-365\cdot10^6)11{,}4\cdot10^{-4}(0{,}66-0{,}03)-$$
$$-329{,}1\cdot10^6\cdot11{,}4\cdot10^{-4}(0{,}66-0{,}60)-$$
$$-365\cdot10^6\cdot11{,}4\cdot10^{-4}(0{,}66-0{,}63)=$$
$$=0{,}6124\cdot10^6\ \text{Н}\cdot\text{м}=612{,}4\ \text{кН}\cdot\text{м}.$$

Так как 612,4 кН · м $>M=600$ кН · м, прочность сечения обеспечена.

Расчет внецентренно-сжатых элементов произвольного сечения при любых внешних усилиях и любом армировании (общий случай). Прочность нормальных сечений в общем случае (рис. 3.29) проверяют из условия (3.248), где e — расстояние от точки приложения силы N до оси, параллельной прямой, ограничивающей сжатую зону и проходящей через центр тяжести сечения наиболее растянутого (наименее сжатого) стержня продольной арматуры; $S_{bc,pl}$ — статический момент площади сжатой части сечения, работающей в пластической стадии, относительно указанной выше оси; $S_{sp,i}$ — статический момент площади сечения i-го стержня продольной арматуры относительно той же оси.

Высоту сжатой зоны и напряжения в арматуре определяют в результате совместного решения уравнений (3.249) ... (3.251) и дополнительного условия

$$\frac{y_B-y_A}{z_B-z_A}=\frac{y_B-y_1}{z_B-z_1},\qquad(3.256)$$

обеспечивающего расположение внешней продольной силы и равнодействующих внутренних сжимающих и растягивающих усилий в одной плоскости (на рис. 3.29 плоскость I—I).

В формуле (3.256):

y_1 и z_1 — координаты точки приложения продольной силы относительно взаимно перпендикулярных осей, проходящих через центр тяжести сечения наиболее растянутого (наименее сжатого) стержня; y_A и z_A — координаты точки приложения равнодействующей усилий в сжатой арматуре и в бетоне сжатой зоны относительно тех же осей; y_B и z_B — то же, усилий в растянутой арматуре.

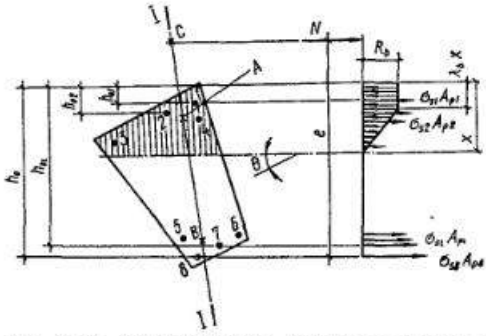


Рис. 3.29. Общий случай расчета внецентренно-сжатого элемента:

A — точка приложения равнодействующей усилий в сжатой арматуре и в бетоне сжатой зоны; B — точка приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре; C — точка приложения продольной силы N; I—I — плоскость, проходящая через точки приложения продольной силы и равнодействующих внутренних сжимающих и растягивающих усилий; θ — угол наклона нулевой линии; *1...8* — арматурные стержни.

Расчет рекомендуется производить в следующем порядке:

а) задают начальные значения высоты сжатой зоны сечения x и угла наклона нулевой линии θ и при заданных значениях вычисляют характеристики

$A_{bc,pl}$ и $S_{bc,el}$;

б) см. с. 112.

в) проверяют условия (3.249) и (3.256). Если эти условия не выполняются, принимают новые значения x и θ и расчет повторяют до тех пор, пока все указанные условия не будут выполняться с заданной точностью;

г) и д) см. с. 112.

Расчет внецентренно-растянутых элементов. Проверку проч-

ности прямоугольных сечений с двойной напрягаемой арматурой при внецентренном растяжении производят в зависимости от взаимного положения продольной растягивающей силы N и равнодействующей усилий в арматуре S и S'.

При $e' \leqslant h_0 - a'$ (рис. 3.30) расчет выполняют по формулам (3.197), (3.198) и (3.202), (3.203), при $e' > (h_0 - a')$ — по формулам (3.215) ... (3.247) (в зависимости от случая ис-

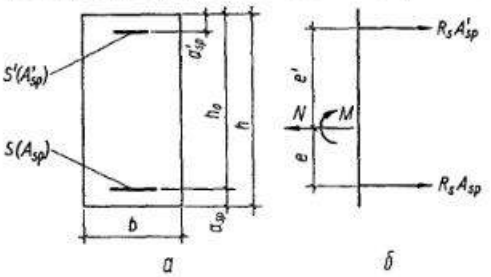


Рис. 3.30. К расчету прочности внецентренно-растянутых элементов прямоугольных тавровых и двутавровых сечений при $e' \leqslant h_0 - a'$:
а — поперечное сечение; *б* — схема усилий

черпания прочности) с учетом замены в выражениях для определения высоты сжатой зоны N на $(-N)$.

Прочность сечений произвольной формы с одной осью симметрии при многорядном армировании (рис. 3.27, *а*, *в*) проверяют по формулам (3.248) ... (3.252) с учетом замены в уравнении (3.249) N на $(-N)$. При этом должно выполняться условие

$$x \geqslant \frac{\alpha_s R_b h_0}{\alpha_s R_b + \varepsilon_{s,u} E_s - \sigma_{sp}}. \qquad (3.257)$$

Если указанное условие не выполняется, расчет производят по формулам (3.208), (3.209) и (3.57) ... (3.59).

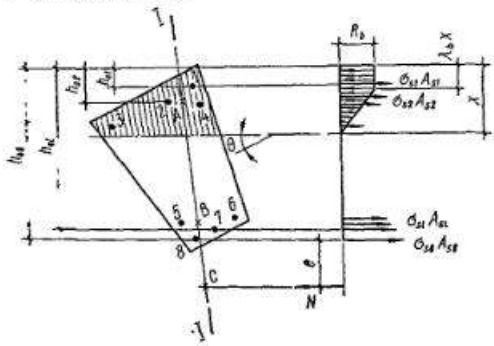


Рис. 3.31. Общий случай расчета внецентренно-растянутого элемента:

***A* — точка приложения равнодействующей усилий в сжатой арматуре и в бетоне сжатой зоны; *B* — точка приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре; *C* — точка приложения продольной силы N; 1—1 — плоскость, проходящая через точки приложения продольной силы и равнодействующих внутренних сжимающих и растягивающих усилий; *1...8* — арматурные стержни.**

Прочность нормальных сечений в общем случае (рис. 3.31) проверяют из условия (3.248). Высоту сжатой зоны и напряжения в арматуре определяют в результате совместного решения уравнений (3.249) ... (3.251), с учетом замены в уравнении (3.249) N на $(-N)$, и дополнительного условия (3.256). Расчет рекомендуется производить в порядке, изложенном на с. 112.

Расчет изгибаемых элементов. Прочность прямоугольных сечений с двойной напрягаемой арматурой при изгибе проверяют по формулам (3.215)...(3.247) (в зависимости от случая исчерпания прочности) с уче-

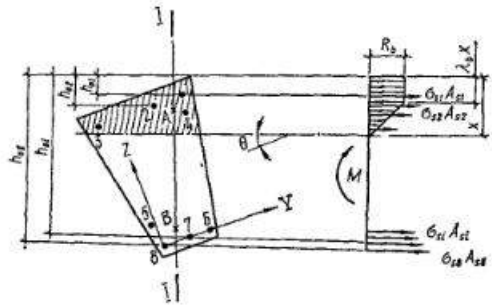


Рис. 3.32. Общий случай расчета изгибаемого элемента:

1—1 — плоскость, параллельная плоскости действия изгибающего момента; *A* — точка приложения равнодействующей усилий в сжатой арматуре и в бетоне сжатой зоны; *B* — точка приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре; *1...8* — арматурные стержни.

том замены в неравенствах (3.215) и (3.224) Ne на M. В выражениях для определения высоты сжатой зоны принимается $N = 0$.

Прочность нормальных сечений произвольной формы с одной осью симметрии при многорядном армировании (см. рис. 3.27, *а*, *г*) проверяют по формулам (3.248) ... (3.252) с учетом замены в неравенстве (3.248) Ne на M. В уравнении (3.249) принимают $N = 0$.

Прочность нормальных сечений в общем случае (рис. 3.32) проверяют из условия (3.248) с учетом замены Ne на M. Высоту сжатой зоны и напряжения в арматуре определяют в результате совместного решения уравнений (3.249) ... (3.251), полагая в уравнении (3.249) $N = 0$, и дополнительного условия

$$\frac{y_A - y_B}{z_A - z_B} = \operatorname{tg}\theta_1, \qquad (3.258)$$

обеспечивающего параллельность плоскости действия моментов внешних и внутренних сил.

В формуле (3.258):

y_A и z_A — координаты точки приложения равнодействующей в сжатой арматуре и в бетоне сжатой зоны относительно взаимно перпендикулярных осей, проходящих через центр тяжести сечения наиболее растянутого стержня;

y_B и z_B — то же, усилий в растянутой арматуре;

θ_1 — угол наклона плоскости действия изгибающего момента относительно оси Z.

Расчет рекомендуется производить в следующем порядке:

а) и б) — см. с. 112;

в) проверяют условия (3.249) и (3.258). Если эти условия не выполняются, принимают новые значения x и θ и расчет повторяют до тех пор, пока все указанные выше условия не будут выполняться с заданной точностью;

г) и д) — см. с. 112.

Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента

От внешних нагрузок в наклонном сечении элемента действуют (в общем случае) поперечная сила, изгибающий момент, продольная сжимающая или растягивающая сила и крутящий момент, определяемые как соответствующие равнодействующие всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения. Эти усилия должны быть меньше или равны внутренним предельным усилиям, действующим в рассматриваемом сечении: поперечному и продольному усилиям в бетоне над наклонной трещиной, осевым усилиям в продольной и поперечной арматуре *, пересекающей наклонную трещину, а также поперечному (нагельному) усилию в продольной арматуре. В некоторых работах указывают на возможность наличия сил зацепления в наклонной трещине, связанных с взаимным смещением берегов трещины.

Исчерпание прочности элемента может произойти из-за разрушения бетона над наклонной трещиной при напряжениях в продольной растянутой арматуре ниже предельных, исчерпания сопротивления продольной арматуры с последующим разрушением бетона над наклонной трещиной или из-за нарушения анкеровки продольной арматуры. Во всех случаях напряжения в поперечной арматуре, пересекающей наклонную трещину, достигают предельных сопротивлений.

При большом содержании поперечной арматуры напряжения в ней не достигают предельных значений и разрушение элемента может произойти в средней части (по его высоте) и исчерпания сопротивления бетона между наклонными трещинами в направлении действия наибольших главных сжимающих напряжений.

Во всех этих случаях исчерпание прочности элемента определяется совместным действием изгибающего и крутящего моментов, поперечной и продольной сил.

В действующих нормативных документах, как и в старых, расчет прочности наклонных сечений выполняют раздельно: на действие поперечной силы и на действие изгибающего момента, хотя в некоторые положения методики внесены существенные изменения.

Расчет наклонных сечений на действие поперечной силы. *Элементы с постоянной или плавно меняющейся высотой сечения.* При расчете элементов с постоянной или плавно меняющейся высотой сечения на действие поперечной силы во всех случаях должно выполняться условие

$$Q \leqslant 0{,}3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b b h_0, \qquad (3.259)$$

обеспечивающее при большом количестве поперечной арматуры от разрушения бетона в пределах ребра элемента между наклонными трещинами в результате достижения главными сжимающими напряжениями предельных значений.

Расчетное значение Q принимают в нормальном сечении, расположенном не ближе чем на расстоянии h_0 от опоры.

При поперечной арматуре в виде хомутов

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha_w A_w / b s_w. \qquad (3.260)$$

При поперечной арматуре в виде стержней, отогнутых под углом 45° к продольной оси элемента,

$$\varphi_{w1} = 1 + 10\alpha_s A_{inc} / b s_{inc}. \qquad (3.261)$$

Коэффициент, оценивающий способность различных видов бетонов к перераспределению усилий,

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b, \qquad (3.262)$$

где для тяжелого, мелкозернистого и ячеистого бетонов $\beta = 0{,}01$, для легкого — 0,02.

При переменной ширине b по высоте элемента в формулу (3.259) и во все последующие формулы вводят ширину элемента на уровне середины высоты сечения (без учета полок).

Для элементов с поперечной арматурой при расчете их по поперечной силе рабочую высоту сечения h_0 допускается увеличивать, отсчитывая ее от центра тяжести сечения крайнего продольного ненапрягаемого стержня, анкерующего поперечные стержни (хомуты).

Расчет наклонных сечений на действие поперечной силы обеспечивает прочность элемента, когда опасность ее исчерпания связана с разрушением бетона над наклонной трещиной при напряжениях в продольной арматуре ниже предельных.

При расчете наклонных сечений на действие поперечной силы в расчет вводят всю пересекающую рассматриваемое сечение поперечную арматуру с растягивающими напряжениями, равными расчетным сопротивлениям $R_{sw} = \gamma_{s1} R_s$, где γ_{s1} — коэффициент условий работы, учитывающий неравномерность распределения напряжений в поперечной арматуре по длине наклонной трещины (см. табл. 1.30).

Поперечное усилие, воспринимаемое бетоном над наклонной трещиной, определяют в зависимости от его расчетного сопротивления растяжению.

Его можно было бы определять и через прочность бетона на сжатие R_b, однако, как показывают исследования, использование прочности на растяжение физически более точно отражает существо явления.

Расчет элементов постоянного сечения с поперечной арматурой производят из условия

* Под поперечной арматурой подразумеваются хомуты и отогнутые стержни. Термин «хомуты» включает поперечные стержни сварных сеток и каркасов и хомуты вязаных каркасов.

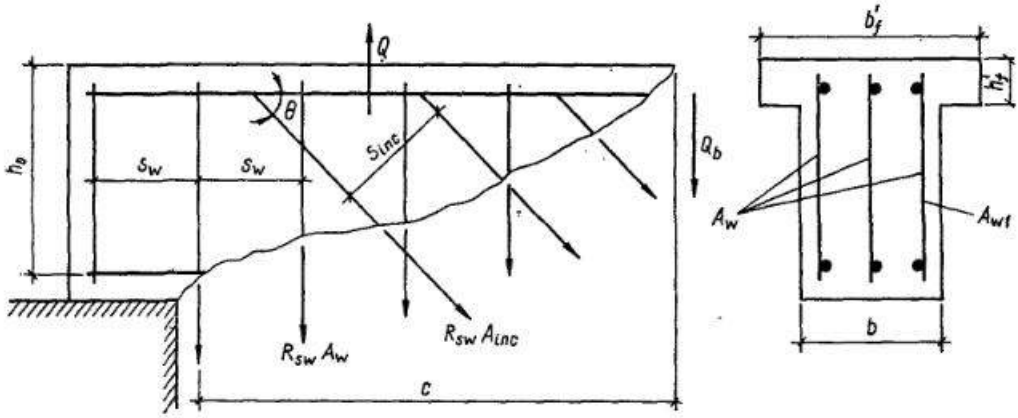


Рис. 3.33. Схема усилий, действующих в наклонном сечении изгибаемого, внецентренно-сжатого или внецентренно-растянутого элемента с поперечной арматурой, при расчете на действие поперечной силы.

(рис. 3.33)

$$Q \leqslant Q_w + Q_{inc} + Q_b, \qquad (3.263)$$

где Q — поперечная сила от внешней нагрузки, действующая в наклонном сечении, т. е. равнодействующая всех поперечных сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения (рис. 3.34); при этом (за исключением элемеитов, рассчитываемых только на фиксированные нагрузки) следует учитывать возможность отсутствия нагрузки в пределах наклонного сечения, т. е. принимать значение Q равным максимальной поперечной снле в пределах сечения; Q_w и Q_{inc} — сумма поперечных усилий, воспринимаемых соответственно хомутами и отогнутыми стержнями, пересекающими наклонное сечение; Q_b — поперечное усилие,

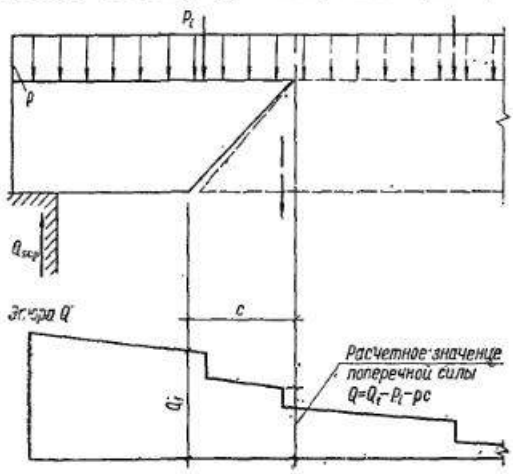


Рис. 3.34. Определение расчетного значения поперечной снлы Q.

воспринимаемое бетоном в наклонном сечении. Усилие, воспринимаемое хомутами, определяют по формулам:

$$Q_w = \Sigma R_{sw} A_w \qquad (3.264)$$

или

$$Q_w = q_w c, \qquad (3.265)$$

где

$$q_w = R_{sw} A_w / s_w; \qquad (3.266)$$

c — длина проекции наклонного сечения на продольную ось элемента, принимаемая равной величине пролета среза a (при действии нагрузки в виде сосредоточенных сил a — расстояние от осн опоры до линии действия ближайшей к ней силы; при действии равномерно распределенной нагрузки $a = 0{,}25l$, где l — расчетный пролет элемента).

Усилие, воспринимаемое отогнутыми стержнями,

$$Q_{inc} = \Sigma R_{sw} A_{inc} \sin\theta \qquad (3.267)$$

или

$$Q_{inc} = \frac{c}{s_{inc} \sin\theta} R_{sw} A_{inc} \sin\theta = q_{inc} c, \qquad (3.268)$$

где

$$q_{inc} = R_{sw} A_{inc} / s_{inc}; \qquad (3.269)$$

θ — угол наклона отогнутых стержней к продольной оси элемента в наклонном сечении.

Усилия в хомутах и отогнутых стержнях учитывают на длине c не более $2h_0$ и не более величины c_0, определяемой по формуле

$$c_0 = h_0 \sqrt{\frac{\varphi_{b2}(1+\varphi_f+\varphi_n) R_{bt} b}{q_w + q_{inc}}}. \qquad (3.270)$$

При этом должно выполняться условие

$$c_0 \geqslant \frac{\varphi_{b3} R_{bt} b h_0 (1+\varphi_n)}{q_w + q_{inc}}. \qquad (3.271)$$

Коэффициент φ_{b2} для бетонов

Тяжелого и яченстого	2
Мелкозернистого	1,7
Легкого марки по плотности:	
равной и более $D2000$	1,9
от $D1900$ до $D1200$	1,7
равной и менее $D1200$	1,5

Коэффициент φ_f, учитывающий влияние свесов сжатой полки,

$$\varphi_f = 0{,}75\,\frac{(b_f' - b)\,h_f'}{bh_0} \leqslant 0{,}5, \quad (3.272)$$

при этом величину b_f' принимают не более $b + 3h_f'$. При учете свесов полки поперечная арматура должна быть надежно заанкерена в полке и ее количество должно составлять не менее $\mu_w = 0{,}0015$.

Коэффициент φ_n, учитывающий влияние продольных сил:

при наличии продольных сжимающих сил N от внешней нагрузки или сил предварительного напряжения продольной растянутой арматуры

$$\varphi_n = 0{,}1\,\frac{N}{R_{bt}bh_0} \leqslant 0{,}5; \quad (3.273)$$

при наличии продольных растягивающих сил

$$\varphi_n = -\,0{,}2\,\frac{N}{R_{bt}bh_0}, \quad (3.274)$$

но не более (по абсолютной величине) 0,8.

Коэффициент φ_{b3} для бетонов

Тяжелого и ячеистого	0,6
Мелкозернистого	0,5
Легкого марки по плотности:	
равной и более $D2000$	0,5
равной и менее $D1900$	0,4

Поперечное усилие, воспринимаемое бетоном, определяют по формуле

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2}\,(1 + \varphi_f + \varphi_n)\,R_{bt}bh_0^2}{c}, \quad (3.275)$$

но не менее

$$\varphi_{b3}\,(1 + \varphi_n)\,R_{bt}bh_0.$$

Суммарный коэффициент $(1 + \varphi_f + \varphi_n)$ принимают не более 1,5.

Расчет прочности элементов с поперечной арматурой нуждается в некоторых пояснениях. Как известно, в СНиП II-21-75 усилие, отвечающее минимуму несущей способности элемента по поперечной силе $(Q_w + Q_b)$, принималось постоянным, не зависящим от величины пролета среза a. Однако выполненные в последние годы исследования говорят о том, что с увеличением a предельное усилие, воспринимаемое наклонным сечением, уменьшается. В новой редакции норм это обстоятельство учитывают следующим образом. Усилие Q_w, включаемое в расчет, с увеличением a увеличивается, а Q_b — уменьшается, пока при $a = c_0$ не наступит их равенство $(Q_w = Q_b)$. При дальнейшем увеличении a $(a = c > c_0)$ уменьшается только усилие Q_b (см. формулу (3.275), а усилие Q_w остается постоянным, равным $q_w c_0$.

Проверку прочности элементов с поперечной арматурой на действие поперечной силы рекомендуется производить по алгоритму, приведенному в табл. 3.21.

Таблица 3.21. **Проверка прочности элементов с поперечной арматурой на действие поперечной силы**

№ п.п	Алгоритм
1	По формуле (3.262) вычисляют φ_{b1}.
2	Если элемент армирован хомутами, переходят к п. 3, если отгибами — к п. 4.
3	По формуле (3.260) вычисляют φ_{w1}, переходят к п. 5.
4	По формуле (3.261) вычисляют φ_{w1}.
5	Проверяют неравенство (3.259).
6	Если это неравенство выполняется, переходят к п. 7, иначе — необходимо изменить поперечное армирование, геометрические параметры сечения или класс бетона.
7	По формуле (3.266) вычисляют q_w.
8	Проверяют условие (3.278).
9	Если указанное условие выполняется, переходят к п. 10, иначе — необходимо изменить поперечное армирование, геометрические параметры сечения или класс бетона.
10	В зависимости от вида бетона определяют коэффициенты φ_{b2} и φ_{b3}.
11	По формуле (3.272) вычисляют φ_f.
12	Если $\varphi_f \leqslant 0{,}5$ переходят в п. 13, иначе принимают $\varphi_f = 0{,}5$.
13	При наличии продольных сжимающих сил переходят к п. 14, при наличии продольных растягивающих сил — к п. 17, иначе — к п. 19.
14	По формуле (3.273) вычисляют φ_n.
15	Если $\varphi_n \leqslant 0{,}5$, переходят к п. 16, иначе принимают $\varphi_n = 0{,}5$.
16	Если $1 + \varphi_f + \varphi_n \leqslant 1{,}5$, переходят к п. 20, иначе принимают $1 + \varphi_f + \varphi_n = 1{,}5$ и переходят к п. 20.
17	По формуле (3.274) вычисляют φ_n.
18	Если $\lvert\varphi_n\rvert \leqslant 0{,}8$ переходят к п. 20, иначе принимают $\varphi_n = -0{,}8$ и переходят к п. 20.
19	Принимают $\varphi_n = 0$.
20	По формуле (3.275) вычисляют Q_b.
21	Если $Q_b \geqslant \varphi_{b3}\,(1 + \varphi_n)\,R_{bt}bh_0$ переходят к п. 22, иначе принимают $Q_b = \varphi_{b3}\,(1 + \varphi_n)\,R_{bt}bh_0$.
22	По формуле (3.270) вычисляют c_0.
23	Проверяют условие (3.271).
24	Если условие (3.271) выполняется, переходят к п. 25, иначе принимают $c_0 = \varphi_{b3}\,(1 + \varphi_n)\,R_{bt}bh_0/(q_w + q_{inc})$.
25	Если $c \leqslant 2h_0$ и $c \leqslant c_0$, переходят к п. 26, если $c > 2h_0$ или $c > c_0$, принимают меньшее из значений $c = 2h_0$ и $c = c_0$.
26	По формулам (3.265) и (3.268) вычисляют Q_w и Q_{inc}.
27	Проверяют неравенство (3.263); конец

Для элементов без поперечной арматуры должно выполняться условие

$$Q \leqslant Q_{b,u} = \frac{\varphi_{b4}(1+\varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{c}, \quad (3.276)$$

обеспечивающее прочность элемента без развития наклонных трещин. При этом правая часть неравенства должна быть не более $2{,}5R_{bt}bh_0$ и не менее $\varphi_{b3}(1+\varphi_n) R_{bt} b h_0$.

Коэффициент φ_{b4} для бетонов

Тяжелого	1,5
Мелкозернистого и ячеистого	1,2
Легкого марки по плотности:	
равной и более D2000	1,2
равной и менее D1900	1,0

При отсутствии нормальных трещин в рассматриваемой зоне действия поперечных сил (в основном здесь речь может идти о преднапряженных элементах) расчет производят из условия (вместо условия (3.276))

$$Q \leqslant R_{bt} \sqrt{1 + \frac{\sigma_x + \sigma_y}{R_{bt}} + \frac{\sigma_x \sigma_y}{R_{bt}^2}} \times \times \frac{I_{red} b}{S_{red}}, \quad (3.277)$$

где σ_x и σ_y — нормальные сжимающие напряжения в бетоне на площадке, соответственно перпендикулярной и параллельной продольной оси элемента на уровне центра тяжести сечения от внешней нагрузки и усилия предварительного обжатия, определяемые по формулам гл. 4; S_{red} — статический момент части приведенного сечения, расположенной выше оси, проходящей через центр тяжести сечения, относительно указанной оси (определяют как для сплошного упругого материала).

Расчет элементов с наклонной растянутой или сжатой гранями по наклонным сечениям при действии поперечной силы производят по приведенным выше формулам, принимая значения рабочей высоты h_0 в конце рассматриваемого сечения. Продольную ось в указанных элементах принимают параллельной растянутой грани элемента.

Для хомутов, устанавливаемых по расчету в элементе с поперечной нагрузкой в пределах его пролета, должно выполняться условие

$$\frac{R_{sw} A_w}{s_w} \geqslant \frac{R_{bt} b}{2}. \quad (3.278)$$

Расстояние между хомутами, между опорой и концом отгиба, ближайшего к опоре, а также между концом предыдущего и началом последующего отгиба должны быть не более величины $s_{w,max}$, назначаемой из условия, чтобы прочность наклонного сечения, проходящего между стержнями при $c = s_w$, обеспечивалась прочностью сжатой зоны бетона над косой трещиной, т. е. соблюдалось неравенство $Q \leqslant Q_b$.

Из условия (3.275) при $Q = Q_b$ и коэффициенте 0,75, учитывающем возможное отклонение размещения поперечных стержней при изготовлении каркасов или хомутов и отгибов при бетонировании элемента, и при $c = s_w$ получают

$$s_{w,max} = \frac{0{,}75\varphi_{b2}(1+\varphi_f+\varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{Q}. \quad (3.279)$$

В элементах, рассчитываемых только на фиксированные нагрузки, в том числе и на сплошные распределенные (например, гидростатическое давление), расчетную поперечную силу Q следует определять с учетом разгружающего влияния нагрузки, приложенной к элементу в пределах длины проекции наклонного сечения, если эта нагрузка приложена на грани элемента и действует в его сторону (например, в горизонтальном элементе — нагрузка, действующая сверху вниз и приложенная к верхней грани — см. рис. 3.34).

Подбор хомутов при заданной интенсивности поперечного армирования в виде отогнутых стержней q_{inc} выполняют в следующем порядке:

а) по формулам (3.272) и (3.273) или (3.274) вычисляют значения φ_f и φ_n;

б) принимают (в первом приближении) $c = c_b = a$, но не более $h_0\varphi_{b2}(1+\varphi_f+\varphi_n)$: $\varphi_{b3}(1+\varphi_n)$ и по формуле (3.275) вычисляют Q_b;

в) интенсивность поперечного армирования определяют по формуле

$$q_w = \frac{(Q-Q_b)^2}{Q_b c_b} - q_{inc}; \quad (3.280)$$

г) проверяют условие $q_w \geqslant 0{,}5R_{bt}b$; если оно выполняется, переходят к п. д), иначе принимают $q_w = 0{,}5R_{bt}b$;

д) по формуле (3.270) вычисляют c_0;

е) при $c \leqslant c_0$, $c \leqslant 2h_0$ и $c \leqslant c_b$ из условия $Q_b = Q_w + Q_{inc}$ с учетом (3.266) и (3.269) получают $q_w = (Q - Q_b)/c - q_{inc}$; этой формулой и пользуются для определения численных значений q_w;

ж) окончательное значение q_w принимают равным большему из вычисленных по п.п. г) и е);

з) шаг хомутов и их диаметр [с учетом конструктивных особенностей и ограничения (3.279)] вычисляют по формуле (3.266).

Подбор отогнутых стержней при заданной интенсивности поперечного армирования в виде хомутов выполняют аналогично.

Пример 3.17. Дано: железобетонная балка перекрытия с размерами поперечного сечения $b = 0{,}08$ м, $b_f' = 0{,}2$ м, $h_f' = 0{,}2$ м, $h = 0{,}9$ м, $h_0 = 0{,}85$ м; бетон тяжелый класса B30 естественного твердения и ($R_b = 17{,}0$ МПа; $R_{bt} = 1{,}2$ МПа; $E_b = 32{,}5 \cdot 10^3$ МПа); продольная арматура S класса A-III ($R_s = 365$ МПа; $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа) площадью поперечного сечения $A_s = 14{,}73 \cdot 10^{-4}$ м² (3 ⌀ 25); поперечная арматура в виде сварных хомутов из стали класса A-III ($R_{sw} = 285$ МПа) диаметром 8 мм ($A_w = 1{,}01 \cdot 10^{-4}$ м²) с шагом 0,25 м по два в поперечном сечении. Момент трещино-

образования $M_{crc} = 74{,}7$ кН · м; поперечная снла на опоре $Q = 240$ кН; расстояние от опоры до сосредоточенной силы $a = 1{,}5$ м.

Требуется проверить прочность наклонных сечений балки по поперечной снле.

Р а с ч е т. Расчетные сопротивления бетона с учетом коэффициента $\gamma_{b2} = 0{,}9$:

$$R_b\gamma_{b2} = 17{,}0 \cdot 0{,}9 = 15{,}3 \text{ МПа};$$

$$R_{bt}\gamma_{b2} = 1{,}2 \cdot 0{,}9 = 1{,}08 \text{ МПа}.$$

Проверку прочности производнм по алгорнтму, прнведенному в табл. 3.21.

По формуле (3.262) $\varphi_{b1} = 1 - 0{,}01 \cdot 15{,}3 = 0{,}847$, переходнм к п. 2, затем к п. 3.

По формуле (3.260)

$$\varphi_{w1} = 1 + \frac{2 \cdot 10^5}{3{,}25 \cdot 10^4} \cdot \frac{1{,}01 \cdot 10^{-4}}{0{,}08 \cdot 0{,}25} = 1{,}16.$$

Переходим к п. 5. Проверяем неравенство (3.259). Так как $0{,}3 \cdot 1{,}16 \cdot 0{,}847 \cdot 15{,}3 \times \times 10^6 \cdot 0{,}08 \cdot 0{,}85 = 0{,}307 \cdot 10^6$ Н $= 307$ кН $> Q = 240$ кН, переходим к п. 7.

По формуле (3.266)

$$q_w = \frac{285 \cdot 1{,}01 \cdot 10^{-4}}{0{,}25} = 0{,}115 \text{ МН/м},$$ перехо-

дим к п. 8.

Проверяем неравенство (3.278). Так как $0{,}115$ МН/м $> \frac{1{,}08 \cdot 0{,}08}{2} = 0{,}043$ МН/м, переходим к п. 10.

Для тяжелого бетона $\varphi_{b2} = 2$, переходнм к п. 11.

По формуле (3.272)

$$\varphi_f = 0{,}75 \cdot \frac{(0{,}2 - 0{,}08)\,0{,}2}{0{,}07 \cdot 0{,}85} = 0{,}265 < 0{,}5,$$ пе-

реходнм к п. 13.

Так как продольные усилня отсутствуют, переходим к п. 19.

Прнннмаем $\varphi_n = 0$, переходим к п. 20.

По формуле (3.275) при $c = a = 1{,}5$ м

$$Q_b = \frac{2\,(1 + 0{,}265 + 0)\,1{,}08 \cdot 10^6 \cdot 0{,}08 \cdot 0{,}85^2}{1{,}5} =$$

$= 0{,}105 \cdot 10^6$ Н $= 105$ кН, переходнм к п. 21.

Для тяжелого бетона $\varphi_{b3} = 0{,}6$, тогда $0{,}6 \cdot 1{,}08 \cdot 10^6 \cdot 0{,}08 \cdot 0{,}85 = 0{,}044 \cdot 10^6$ Н $= 44$ кН $< Q_b = 105$ кН, переходим к п. 22.

По формуле (3.270)

$$c_0 = 0{,}85 \sqrt{\frac{2\,(1 + 0{,}265 + 0)\,1{,}08 \cdot 0{,}08}{0{,}115}} =$$

$= 1{,}17$ м, переходим к п. 23.

Проверяем условие (3.271). Так как $c_0 = 1{,}17$ м $> \frac{0{,}6 \cdot 1{,}08 \cdot 0{,}08 \cdot 0{,}85}{0{,}115} = 0{,}383$ м, переходим к п. 25.

Так как $c = 1{,}5$ м $< 2h_0 = 2 \cdot 0{,}85 = 1{,}7$ м и $c = 1{,}5$ м $> c_0 = 1{,}17$ м, принимаем $c = c_0 = 1{,}17$ м, переходим к п. 26.

По формуле (3.265) $Q_w = 0{,}115 \cdot 1{,}17 = 0{,}137$ МН $= 137$ кН, переходим к п. 27.

Проверяем неравенство (3.263). Так как $Q = 240$ кН $\leqslant 105 + 137 = 242$ кН, прочность балки по наклонным сечениям обеспечена.

Пример 3.18. Д а н о: железобетонная балка с размерами поперечного сечения $b = 0{,}2$ м, $h = 0{,}6$ м, $h_0 = 0{,}55$ м, бетон мелкозернистый класса $B15$ группы А, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении ($R_b = 8{,}5$ МПа; $R_{bt} = 0{,}75$ МПа; $E_b = 17{,}0 \times \times 10^3$МПа); сварные хомуты нз арматуры класса А-III ($R_{sw} = 285$ МПа; $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа); рабочая арматура ненапрягаемая; нагрузка в виде фнксированных сосредоточенных сил (см. рис. 3.35).

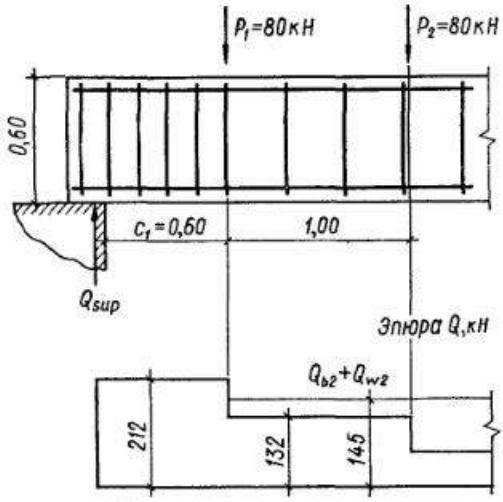


Рис. 3.35. К примеру 3.18 (размеры в м).

Требуется определить диаметр хомутов, нх число в сечении, шаг у опоры, и выяснить, на каком расстоянии и как может быть увеличен их шаг.

Р а с ч е т. Расчетные сопротивления бетона с учетом коэффициента $\gamma_{b2} = 0{,}9$: $R_b\gamma_{b2} = 8{,}5 \cdot 0{,}9 = 7{,}65$ МПа; $R_{bt}\gamma_{b2} = 0{,}75 \times \times 0{,}9 = 0{,}675$ МПа.

По формуле (3.275) вычислим усилие, воспринимаемое сжатым бетоном. При $\varphi_{b2} = 1{,}7$, $\varphi_f = \varphi_n = 0$ и $c_1 = 0{,}6$ м (расстояние от опоры до силы P_1)

$$Q_{b1} = \frac{1{,}7\,(1 + 0 + 0)\,0{,}675 \cdot 10^6 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}55^2}{0{,}6} =$$

$= 0{,}116 \cdot 10^6$ Н $= 116$ кН.

Усилие, которое должно быть воспринято хомутами,

$$Q_w = Q_{sup} - Q_{b1} = 212 - 116 = 96 \text{ кН}.$$

По формуле (3.265) при $c_b = 0{,}6$ м

$$q_{w1} = \frac{96 \cdot 10^3}{0{,}6} = 0{,}160 \cdot 10^6 \text{ Н/м} =$$

$= 0{,}160$ МН/м.

По формуле (3.270)

$$c_0 = 0{,}55\sqrt{\frac{1{,}7 \cdot 1 \cdot 0{,}675 \cdot 0{,}2}{0{,}160}} = 0{,}66 \text{ м}.$$

По формуле (3.271)

$$c_0 = 0{,}66 > \frac{0{,}5 \cdot 0{,}675 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}55}{0{,}160} = 0{,}232 \text{ м}.$$

Так как $c_b = 0{,}6$ м $< c_0 = 0{,}66$ м $< 2h_0 = 2 \cdot 0{,}55 = 1{,}10$ м, пересчет q_w не производим.

Определяем шаг хомутов на приопорном участке, принимая два хомута диаметром 8 мм ($A_w = 1{,}01 \cdot 10^{-4}$ м^2),

$$s_{w1} = \frac{R_{sw}A_w}{q_{w1}} = \frac{285 \cdot 1{,}01 \cdot 10^{-4}}{0{,}160} = 0{,}180 \text{ м}.$$

Принимаем $s_{w1} = 0{,}15$ м.

По формулам (3.278) и (3.279):

$$\frac{285 \cdot 1{,}01 \cdot 10^{-4}}{0{,}15} = 0{,}192 \text{ МН/м} > \frac{0{,}675 \cdot 0{,}2}{2} = 0{,}068 \text{ МН/м};$$

$$s_{w,\max} = \frac{0{,}75 \cdot 1{,}7\,(1+0+0)\,0{,}675 \cdot 10^6 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}55^2}{212 \cdot 10^3} =$$

$$= 0{,}24 \text{ м} > s_{w1} = 0{,}15 \text{ м}.$$

По формулам (3.260) и (3.262):

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\,\frac{2 \cdot 10^5}{17 \cdot 10^3} \cdot \frac{1{,}01 \cdot 10^{-4}}{0{,}2 \cdot 0{,}15} = 1{,}20;$$

$$\varphi_{b1} = 1 - 0{,}01 \cdot 7{,}65 = 0{,}924.$$

Проверяем условие (3.259). Так как $Q_{sup} = 212$ кН $< 0{,}3 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}924 \cdot 7{,}65 \cdot 10^6 \times 0{,}2 \cdot 0{,}55 = 0{,}280 \cdot 10^6$ Н $= 280$ кН, указанное условие удовлетворяется.

Назначаем шаг хомутов на участке с меньшей интенсивностью хомутов $s_{w2} = 0{,}2$ м. Указанная интенсивность удовлетворяет конструктивным требованиям, относящимся к приопорному участку ($s_{w2} = 0{,}2$ м $< 0{,}5$ м и $s_{w2} = 0{,}2$ м $\leqslant \frac{h}{3} = 0{,}6/3 = 0{,}2$ м).

Вычисляем Q_b на участке между силами P_1 и P_2, принимая $c_2 = 1{,}6$ м (расстояние от опоры до силы P_2):

$$Q_{b2} = \frac{1{,}7 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}675 \cdot 10^6 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}55^2}{1{,}6} = 0{,}043 \cdot 10^6 \text{ Н} = 43 \text{ кН}.$$

Определяем значение q_{w2}:

$$q_{w2} = \frac{285 \cdot 1{,}01 \cdot 10^{-4}}{0{,}2} = 0{,}144 \text{ МН/м}.$$

Так как $q_{w2} = 0{,}144$ МН/м $> 0{,}5R_{bt}b = 0{,}068$ МН/м (т. е. условие (3.278) выполняется), находим

$$c_0 = 0{,}55\sqrt{\frac{1{,}7 \cdot 0{,}675 \cdot 0{,}2}{0{,}144}} = 0{,}69 \text{ м}.$$

Так как $c_0 = 0{,}69$ м $< 2h_0 = 1{,}1$ м $< c_2 = 1{,}6$ м, принимаем $c_2 = c_0 = 0{,}69$ м.

Усилие, воспринимаемое хомутами,

$$Q_{w2} = q_{w2}c_2 = 0{,}144 \cdot 10^6 \cdot 0{,}69 = 0{,}099 \cdot 10^6 \text{ Н} = 99 \text{ кН}.$$

Проверяем прочность наклонного сечения на участке между силами P_1 и P_2:

$$Q_2 = Q_{sup} - P_1 = 212 - 80 = 132 \text{ кН} < Q_{b2} + Q_{w2} = 43 + 99 = 142 \text{ кН}.$$

Вычисляем коэффициент φ_{w1} и проверяем условие (3.259):

$$\varphi_{w_1} = 1 + 5\,\frac{2 \cdot 10^5}{17 \cdot 10^3} \cdot \frac{1{,}01 \cdot 10^{-4}}{0{,}2 \cdot 0{,}2} = 1{,}15;$$

$$Q_2 = 132 \text{ кН} < 0{,}3 \cdot 1{,}15 \cdot 0{,}924 \cdot 7{,}65 \times 10^6 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}55 = 0{,}268 \cdot 10^6 \text{ Н} = 268 \text{ кН}.$$

Длину участка с шагом s_{w1} определяем из условия обеспечения прочности согласно (3.263).

Так как значение $Q_{b2} + Q_{w2} = 142$ кН $< Q_1 = Q_{sup} = 212$ кН, участок с шагом хомутов $s_{w1} = 0{,}15$ м принимаем равным расстоянию от опоры до первого груза, т. е. $l_1 = c_b = 0{,}6$ м.

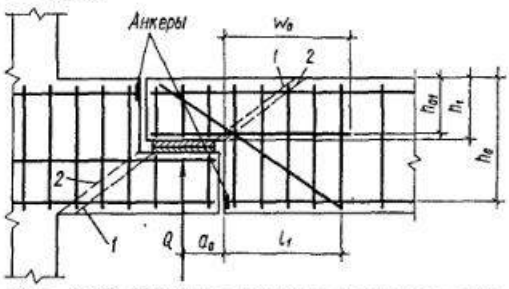


Рис. 3.36. Наиболее опасное наклонное сечение в элементе с подрезкой при расчете:
1 — по поперечной силе; *2* — по изгибающему моменту.

Расчет наклонных сечений в подрезках. Для элементов с резко изменяющейся высотой сечения, например для балок или консолей, имеющих подрезки, производят расчет по поперечной силе для наклонных сечений, проходящих у опоры консоли, образованной подрезкой (рис. 3.36), по формулам (3.263) ... (3.270). При этом в расчетные формулы вводят рабочую высоту h_{01} короткой консоли, образованной подрезкой.

Хомуты, необходимые для обеспечения прочности наклонного сечения в подрезке, следует устанавливать на длине не менее $l_1 = \frac{Q_1}{q_w} + s_w$ за конец подрезки и не менее величины w_0, определяемой по формуле (3.292).

Пример 3.19. Дано: примыкание сборной железобетонной балки перекрытия к ригелю

осуществляется при помощи подрезки (рис. 3.37); рабочая высота консоли $h_{01} = 0{,}37$ м, сечений балки — $h_0 = 0{,}67$ м; бетон тяжелый класса $B30$, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении ($R_b = 17{,}0$ МПа; $R_{bt} = 1{,}2$ МПа; $E_b = 29 \cdot 10^3$ МПа); хомуты и отогнутые стержни из арматуры класса А-III ($R_s = 365$ МПа; $R_{sw} = 290$ МПа; $E_s = 2 \cdot 10^5$

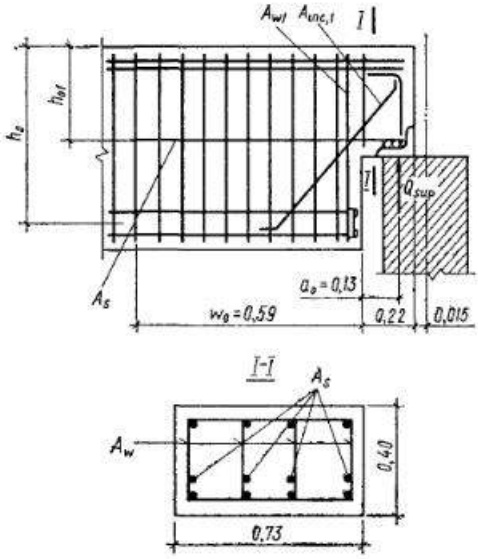


Рис. 3.37. К примеру 3.19 (размеры в м).

МПа) диаметрами, соответственно 12 и 16 мм ($A_w = A_{w1} = 4{,}52 \cdot 10^{-4}$ м^2, $A_{inc} = 8{,}04 \times \times 10^{-4}$ м^2); шаг хомутов $s_w = 0{,}1$ м, угол наклона отгибов $\theta = 45°$, продольная рабочая арматура класса А-III площадью сечения $A_s = 6{,}16 \cdot 10^{-4}$ м^2 (4 ∅ 14). Поперечная сила на опоре $Q_{sup} = 640$ кН; расстояние от опоры до силы 1,2 м.

Требуется проверить прочность наклонных сечений подрезки на действие поперечной силы.

Р а с ч е т. Расчетные сопротивления бетона с учетом коэффициента $\gamma_{b2} = 0{,}9$:

$$R_b\gamma_{b2} = 17{,}0 \cdot 0{,}9 = 15{,}3 \text{ МПа};$$

$$R_{bt}\gamma_{b2} = 1{,}2 \cdot 0{,}9 = 1{,}08 \text{ МПа}.$$

При расчете подрезки по поперечной силе принимаем $h_0 = h_{01} = 0{,}37$ м.

Принимая для тяжелого бетона $\varphi_{b2} = 2$ и $c = 1{,}2$ м, по формуле (3.275)

$$Q_b = \frac{2(1+0+0)\,1{,}08 \cdot 10^6 \cdot 0{,}73 \cdot 0{,}37^2}{1{,}2} = 0{,}18 \cdot 10^6 \text{ Н}.$$

Проверяем условие к формуле (3.275) при $\varphi_{b3} = 0{,}6$. Так как $Q_b = 180$ кН $> \varphi_{b3}R_{bt}bh_0 = 0{,}6 \cdot 1{,}08 \cdot 10^6 \cdot 0{,}73 \cdot 0{,}37 = 0{,}175 \cdot 10^6$ Н $= 175$ кН, указанное условие выполняется.

По формуле (3.267)

$$Q_{inc} = 290 \cdot 10^6 \cdot 8{,}04 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}707 = 0{,}165 \cdot 10^6 \text{ Н} = 165 \text{ кН}.$$

По формуле (3.266)

$$q_w = \frac{290 \cdot 4{,}52 \cdot 10^{-4}}{0{,}1} = 1{,}31 \text{ МН/м}.$$

Проверяем условие (3.278). Так как $q_w = 1{,}31$ МН/м $> \frac{1{,}08 \cdot 0{,}73}{2} = 0{,}4$ МН/м, это условие выполняется.

По формуле (3.270)

$$c_0 = 0{,}37\sqrt{\frac{2(1+0+0)\,1{,}08 \cdot 0{,}73}{1{,}31}} = 0{,}41 \text{ м}.$$

Так как $c_0 = 0{,}41$ м $< c = 1{,}2$ м и $c_0 = 0{,}41$ м $< 2h_{01} = 2 \cdot 0{,}37 = 0{,}74$ м, принимаем $c = c_0 = 0{,}41$ м, при этом в соответствии с условием (3.271)

$$c_0 = 0{,}41 \text{ м} > \frac{0{,}6 \cdot 1{,}08 \cdot 0{,}73 \cdot 0{,}37}{1{,}31} = 0{,}13 \text{ м}.$$

По формуле (3.265)

$$Q_w = 1{,}31 \cdot 0{,}41 = 0{,}537 \text{ МН} = 537 \text{ кН}.$$

Проверяем неравенство (3.263). Так как $Q = Q_{sup} = 640$ кН $< 537 + 165 + 180 = 882$ кН, прочность подрезки по поперечной силе обеспечена.

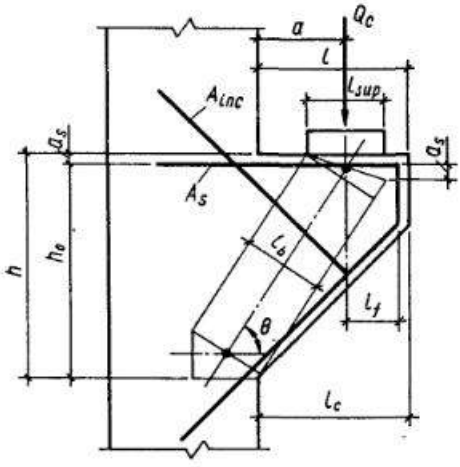


Рис. 3.38. Расчетная схема для короткой консоли при расчете ее по прочности на действие поперечной силы.

Р а с ч е т к о р о т к и х к о н с о л е й. Короткие консоли ($l_c \leqslant 0{,}9h_0$, рис. 3.38) при наличии в них поперечной арматуры следует рассчитывать из условия

$$Q_c \leqslant 0{,}8\left[1 + \left(10\alpha_{inc}\frac{A_{inc}}{b_c s_{inc}} + 5\alpha_w \frac{A_w}{b_c s_w}\right)\right] R_b b_c l_b \sin\theta, \quad (3.281)$$

обеспечивающего прочность бетона по наклонной сжатой полосе между грузом и опорой, при этом правая часть неравенства должна быть не более $3{,}5R_{bt}b_c h_0$.

В формуле (3.281): Q_c — поперечная сила, действующая на консоль в пределах ее высоты; l_b — расчетный размер полосы бетона, принимаемый равным $l_{sup}\sin\theta + 2a_s\cos\theta$; θ — угол наклона расчетной бетонной полосы к горизонтали, равный $(h_0 - a_s)/(a - 0{,}5\,l_{sup})$; a — расстояние от точки приложения силы Q_c до опорного сечения консоли; l_{sup} — длина площадки передачи нагрузки вдоль вылета консоли.

Под хомутами подразумевают, в данном случае, горизонтальные стержни (т. е. $A_w = A_s$).

Ширину b_c и рабочую высоту h_0 принимают в опорном сечении.

Напряжения смятия в местах передачи нагрузки на консоль не должны превышать R_b.

При определении значений a и l_{sup} для консолей, на которые шарнирно опираются сборные балки, идущие вдоль вылета, при отсутствии специальных выступающих закладных деталей, фиксирующих площадку опирания, принимают, что балка опирается на площадку длиной

$$l_{sup} = \frac{Q_c}{R_b b_b}, \qquad (3.282)$$

где b_b — ширина площадки опирания балки на консоль, расположенную у свободного конца консоли (рис. 3.39). При этом нагрузку на консоль принимают распределенной равномерно по длине площадки опирания; нагрузку

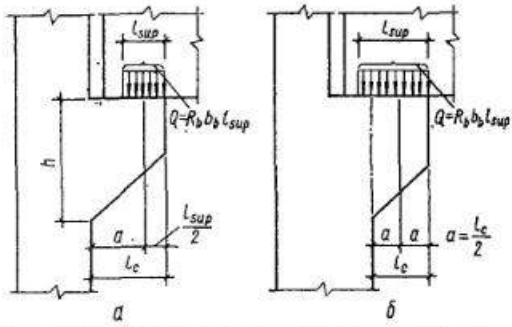


Рис. 3.39. Расчетная схема для короткой консоли при отсутствии фиксированной площадки опирания:

а — при $l_{sup} \leqslant l_c$; *б* — при $l_{sup} > l_c$.

на короткую консоль, входящую в жесткий узел рамной конструкции,— равномерно распределенной по фактической площадке опирания ригеля.

Во всех случаях, если вылет консоли l_c меньше длины площадки опирания (рис. 3.39, *б*), в условии (3.281) учитывают нагрузку на консоль, находящуюся только в пределах вылета консоли.

В коротких консолях, примыкающих к колоннам или к другим элементам большей высоты, выступающим за сжатую грань консолей не менее чем на половину высоты консоли в месте примыкания ее к колонне или к другому элементу, сечение продольной арматуры подбирают по изгибающему моменту, действующему по грани примыкания консоли к элементу, увеличенному на 25 %. В остальных случаях, а также если консоль является продолжением свободно лежащей на опоре балки или плиты, сечение арматуры подбирают по моменту, действующему по оси опоры и увеличенному на 25 %.

При опирании сборных балок, идущих вдоль вылета консоли, при отсутствии специальных выступающих закладных деталей, фиксирующих площадку опирания, изгибающий момент определяют по формуле

$$M = 1{,}25Q_c\left(l_c - \frac{Q_c}{2R_b b_b}\right), \qquad (3.283)$$

при этом, если $l_c > l_{sup}$, учитывают нагрузку Q_c, находящуюся в пределах вылета консоли l_c.

Продольная арматура соответствующего сечения должна быть доведена до конца консоли.

В консолях, для которых расстояние l_f от центра груза до конца арматуры (см. рис. 3.38) не превышает: при бетоне класса ниже $B22{,}5$ — $15d$, при бетоне класса $B22{,}5$ и выше — $10d$, продольная арматура должна быть снабжена анкерами в виде шайб или уголков.

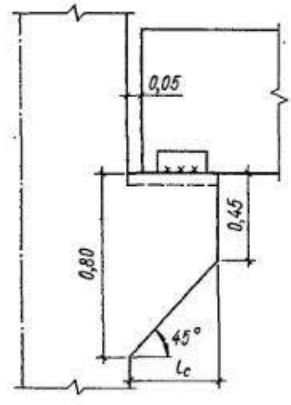


Рис. 3.40. К примеру 3.20 (размеры в м).

Пример 3.20. Д а н о: на короткую консоль колонны опирается свободно лежащая балка (рис. 3.40) с шириной понизу $b_b = 0{,}3$ м, идущая вдоль вылета консоли колонны; ширина консоли $b_c = 0{,}4$ м, вылет $l_c = 0{,}35$ м, рабочая высота в опорном сечении $h_0 = 0{,}77$ м, угол наклона сжатой грани консоли к горизонтали $\theta = 45°$; бетон тяжелый класса $B15$, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении ($R_b = 8{,}50$ МПа, $R_{bt} = 0{,}75$ МПа; $E_b = 23 \cdot 10^3$ МПа); продольная и наклонная арматура консоли класса А-III ($R_s = 365$ МПа; $E_s = 2\ \ 10^5$ МПа). Нагрузка на консоль от балки $Q_c = 600$ кН.

Требуется определить площадь сечения продольной и наклонной арматуры консоли.

Р а с ч е т. Расчетное сопротивление бетона с учетом коэффициента $\gamma_{b2} = 0{,}9$: $R_b\gamma_{b2} =$

$= 8,5 \cdot 0,9 = 7,65$ МПа; $R_{bt}\gamma_{b2} = 0,75 \times 0,9 = 0,675$ МПа.

Расчетная длина площадки опирания балки на консоль

$$l_{sup} = \frac{600 \cdot 10^3}{7,65 \cdot 10^6 \cdot 0,3} = 0,261 \text{ м}.$$

Так как $l_{sup} = 0,261$ м $< l_c = 0,35$ м и не превышает фактической длины площадки опирания (0,35—0,05) м, напряжения смятия не превышают R_b.

Расстояние от точки приложения силы Q_c до опорного сечения консоли $a = l_c - 0,5l_{sup} = 0,35 - 0,5 \cdot 0,261 = 0,219$ м.

Момент в опорном сечении консоли вычисляем по формуле (3.283)

$$M = 1,25 \cdot 600 \left(0,35 - \frac{600 \cdot 10^3}{2 \cdot 7,65 \cdot 10^6 \cdot 0,3}\right) = 164,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Принимая в расчете большое количество сжатой арматуры, площадь растянутой арматуры определяем по формуле (3.27)

$$A_s = \frac{164,5 \cdot 10^3}{365 \cdot 10^6 (0,77 - 0,03)} = 6,09 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2.$$

Принимаем 4 ∅ 14 ($A_s = 6,16 \cdot 10^{-4}$ м²).

Для определения необходимого количества поперечной арматуры вычислим параметры консоли:

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{0,77 - 0,03}{0,219 + 0,5 \cdot 0,261} = 2,12;$$

$$\sin\theta = 0,904; \quad \cos\theta = 0,427;$$

$$l_b = l_{sup} \cdot \sin\theta + 2a_s \cos\theta = 0,261 \cdot 0,904 + 0,03 \cdot 0,427 = 0,249 \text{ м}.$$

Принимая $s_{inc} = s_w = 0,15$ и $\alpha_{inc} = \alpha_w = \alpha = \frac{2 \cdot 10^5}{20,5 \cdot 10^3} = 9,75$, по формуле (3.281) находим

$$A_{inc} + 0,5A_w = \left[\frac{Q_c}{0,8R_b b_c l_b \sin\theta} - 1\right] \frac{b_c s_{inc}}{10\alpha} = \left[\frac{600 \cdot 10^3}{0,8 \cdot 7,65 \cdot 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,249 \cdot 0,904} - 1\right] \times \frac{0,4 \cdot 0,15}{10 \cdot 9,75} = 0,55 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2.$$

Так как $h = 0,8$ м $> 3,5a = 3,5 \cdot 0,219 = 0,77$ м, а $Q_c = 600$ кН $> R_{bt} b_c h_0 = 0,675 \times 10^6 \cdot 0,4 \cdot 0,77 = 208 \cdot 10^3$ Н $= 208$ кН, согласно конструктивным требованиям (см. гл. 5) консоль армируется горизонтальными хомутами и отогнутыми стержнями, минимальная площадь которых $A_{inc,min} = 0,002 b_c h_0 = 0,002 \cdot 0,4 \cdot 0,77 = 6,16 \cdot 10^{-4}$ м².

Так как $A_{inc,min} = 6,16 \cdot 10^{-4}$ м² $> A_{inc} + 0,5A_w = 0,55 \cdot 10^{-4}$ м², принимаем $A_{inc} = 6,16 \cdot 10^{-4}$ м².

Назначаем три ряда отогнутых стержней по 2 ∅ 12 А-III в каждом ряду ($A_{inc} = 6,79 \times 10^{-4}$ м²); горизонтальные стержни устанавливаются конструктивно.

Расчет наклонных сечений на действие изгибающего момента. Расчет наклонных сечений на действие изгибающего момента обеспечивает прочность элемента, когда опасность ее исчерпания связана с достижением осевыми напряжениями в продольной арматуре предельных значений или нарушением анкеровки указанной арматуры с последующим разрушением бетона над наклонной трещиной.

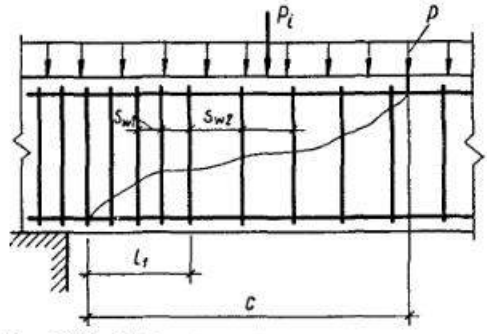


Рис. 3.41. Изменение интенсивности хомутов в пределах длины проекции наклонного сечения c.

При расчете наклонных сечений на действие изгибающего момента в расчет вводят всю пересекающую рассматриваемое сечение поперечную арматуру с растягивающими напряжениями, равными расчетным сопротивлениям R_s.

Напряжения в бетоне принимают (как и при расчете нормальных сечений) равными сопротивлению бетона R_b по всей высоте сжатой зоны.

Если наклонное сечение пересекает в растянутой зоне предварительно напряженную арматуру без анкеров в пределах длины зоны передачи напряжений либо ненапрягаемую арматуру без анкеров в пределах длины зоны анкеровки, то значение расчетного сопротивления соответствующей арматуры снижают путем умножения на коэффициент условий работы γ_{s5}, определяемый в зависимости от места пересечения сечением зоны анкеровки, согласно поз. 3 табл. 1.30.

Элементы с постоянной или плавно меняющейся высотой сечения. Расчет на действие изгибающего момента элементов с постоянной или плавно меняющейся высотой сечения (рис. 3.41) производят из условия

$$M \leqslant (R_s A_s + R_s A_{sp}) z_s + \Sigma R_s A_{inc} z_{inc} + \Sigma R_s A_w z_w, \qquad (3.284)$$

где M — момент всех внешних сил, действующих по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействую-

щей усилий в сжатой зоне и перпендикулярной плоскости действия момента; если внешняя нагрузка приложена на грани свободно опертой балки и действует в ее сторону, то M — изгибающий момент в нормальном сечении, проходящем через вышеуказанную ось; $\Sigma R_s A_{inc} z_{inc}$ и $\Sigma R_s A_w z_w$ — сумма моментов относительно той же оси соответственно от усилий в отгибах и в хомутах, пересекающих растянутую зону наклонного сечения; z_s, z_{inc} и z_w — расстояния от плоскости расположения соответственно продольной арматуры, отгибов и хомутов до указанной выше оси.

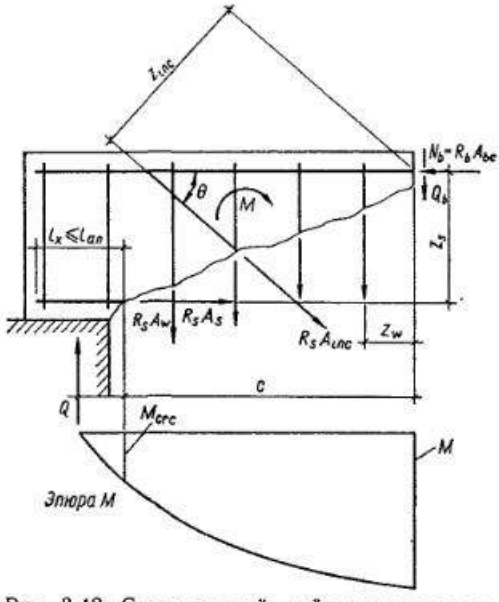


Рис. 3.42. Схема усилий, действующих в наклонном сечении, при расчете по изгибающему моменту: N_b — равнодействующая усилий в сжатой зоне.

Высоту сжатой зоны в наклонном сечении, измеренную по нормали к продольной оси элемента, определяют из условия равновесия проекций усилий в бетоне и арматуре сечения на продольную ось элемента по формулам (3.22) и (3.48); при этом в случае наличия отгибов в числители выражений для x добавляют значения $\Sigma R_s A_{inc} \cos\theta$, где θ — угол наклона отгибов к продольной оси элемента. Если $x < 2a'_s$, допускается принимать $z_s = h_0 - a'_s$.

В процессе расчета рассматривают несколько сечений, пересекающих продольную арматуру в опасных точках (в зоне анкеровки арматуры на свободных опорах, в зоне обрыва, в местах отгибов и т. п.), причем наиболее опасное сечение на каждом из рассматриваемых участков пересекает продольную растянутую арматуру в нормальном сечении, в котором внешний момент равен моменту трещинообразования M_{crc} с учетом замены $R_{bt,ser}$ на R_{bt}.

Для ряда наиболее распространенных задач имеются конкретные расчетные формулы для определения длины проекции наиболее опасного наклонного сечения, при которой его сопротивление является наименьшим.

Для элементов с постоянной высотой сечения проекцию наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента, измеренную между точками приложения равнодействующих усилий в растянутой арматуре и в сжатой зоне, определяют по формуле

$$c = \frac{Q_1 + P_i - \Sigma R_s A_{inc} \sin\theta}{q_w + p}, \quad (3.285)$$

где Q_1 — поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через начало наклонного сечения в растянутой зоне; P_i и p — сосредоточенная и равномерно распределенная нагрузка, приложенная к грани элемента (рис. 3.42) в пределах наклонного сечения; q_w — усилие в хомутах на единицу длины элемента (интенсивность хомутов), определяемое по формуле (3.266) с учетом замены R_{sw} на R_s; θ — угол наклона отгибов к продольной оси элемента.

Если значение c, определенное с учетом сосредоточенной силы P_i, оказывается меньше расстояния до этой силы, а определенное без учета силы P_i — больше этого расстояния, то значение c следует принимать равным расстоянию до силы P_i.

При расчете консолей и опорных участков неразрезных балок нагрузки P_i и p не учитывают. В этом случае величину c принимают не более расстояния от опоры до начала наклонного сечения в растянутой зоне.

При известных значениях c и q_w и при отсутствии отгибов условие (3.284) имеет вид:

$$M \leqslant (R_s A_s + R_s A_{sp}) z_s + q_w \frac{c^2}{2}. \quad (3.286)$$

Если в пределах длины c хомуты изменяют свою интенсивность, то при отсутствии отгибов формула (3.285) и условие (3.286) приобретают вид:

$$c = \frac{Q_1 - P_i - (q_{w,1} - q_{w,2}) l_1}{q_{w,2} + p}; \quad (3.287)$$

$$M \leqslant (R_s A_s + R_s A_{sp}) z_s + 0{,}5 q_{w2} c^2 + (q_{w,1} - q_{w2}) l_1 (c - 0{,}5 l_1), \quad (3.288)$$

где $q_{w,1}$ и $q_{w,2}$ — интенсивность хомутов соответственно у начала наклонного сечения в растянутой зоне и у конца наклонного сечения; l_1 — длина участка с интенсивностью $q_{w,1}$ в пределах длины c (см. рис. 3.42).

Проверку наклонных сечений по изгибающему моменту для элементов с постоянной или плавно меняющейся высотой сечения допускается производить в следующих случаях:

если продольную арматуру растянутой зоны можно учитывать с полным расчетным сопротивлением, т. е. если на концах имеются анкеры или если при отсутствии анкеров изгибающий момент в нормальном сечении, проходящем через конец зоны передачи напряжений, меньше момента трещинообразования M_{crc}, определенного по формуле (4.4) с заменой $R_{bt,ser}$ на R_{bt};

для крайних свободных опор балок, если выполняется условие (3.276) или (3.277).

Для обеспечения прочности наклонных сечений на действие изгибающего момента в элементах постоянной высоты с хомутами продольные растянутые стержни, обрываемые в пролете, должны заводиться за точку теоретического обрыва (т. е. за нормальное сечение, в котором эти стержни перестают требоваться по расчету) на длину не менее $20d$ и не менее величины w_0 (рис. 3.43), определяемой по формуле

$$w_0 = \frac{Q - R_s A_{inc} \sin\theta}{2q_w} + 5d, \quad (3.289)$$

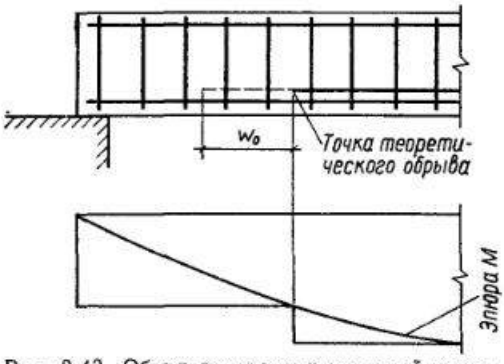


Рис. 3.43. Обрыв растянутых стержней в пролете.

где Q — поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через точку теоретического обрыва стержня; A_{inc} и θ — соответственно площадь сечения и угол наклона отгибов, пересекающих указанное выше сечение; при этом должны также выполняться конструктивные требования (см. формулу (5.16)).

Начало отгиба в растянутой зоне должно отстоять от нормального сечения, в котором отгибаемый стержень полностью используется по моменту, не менее чем на $0{,}5h_0$, а конец отгиба должен быть расположен не ближе того нормального сечения, в котором отгиб не требуется по расчету.

Пример 3.21. Д а н о: железобетонная балка пролетом $l = 5{,}5$ м, нагруженная равномерно распределенной нагрузкой $p = 32$ кН/м; нагрузки малой суммарной продолжительности отсутствуют; бетон легкий на плотном заполнителе класса $B15$ плотностью 2000 кг/м³ ($R_b = 8{,}50$ МПа; $R_{bt} = 0{,}75$ МПа); продольная арматура без анкеров класса A-III ($R_s = 365$ МПа), $A_s = 9{,}82 \cdot 10^{-4}$ м² (2 ⌀ 25), $A'_s = 7{,}5 \cdot 10^{-4}$ м² (2 ⌀ 22), хомуты из арматуры класса A-I ($R_s = 225$ МПа) диаметром 6 мм и шагом 0,15 м; конструкция приопорного участка балки по рис. 3.44.

Требуется проверить прочность наклонного сечения по изгибающему моменту.

Р а с ч е т. Расчетные сопротивления бетона с учетом коэффициента $\gamma_{b2} = 0{,}9$:

$$R_b\gamma_{b2} = 8{,}50 \cdot 0{,}9 = 7{,}65 \text{ МПа};$$

$$R_{bt}\gamma_{b2} = 0{,}75 \cdot 0{,}9 = 0{,}675 \text{ МПа}.$$

Поперечная сила на опоре $Q = 0{,}5pl = 0{,}5 \times 32{,}5 \cdot 5{,}5 = 88$ кН.

Проверяем соответствие конструктивным требованиям.

Согласно условию (3.276) при $\varphi_{b3} = 0{,}5$, $\varphi_{b4} = 1{,}2$, $\varphi_n = 0$ и $c = 0{,}25l = 0{,}25 \cdot 5{,}5 = 1{,}375$ м.

$$\frac{1{,}2\,(1+0)\,0{,}675 \cdot 10^6 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}36^2}{1{,}375} =$$

$$= 15{,}3 \cdot 10^3 \text{ Н} < \varphi_{b3}\,(1+\varphi_n)\,R_{bt}bh_0 =$$

$$= 0{,}5\,(1+0)\,0{,}675 \cdot 10^6 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}36 =$$

$$= 24{,}3 \cdot 10^3 \text{ Н} < Q = 88 \cdot 10^3 \text{ Н},$$

т. е. условие (3.276) не выполняется и длина заведения арматуры за грань опоры l_s должна быть не менее $10d = 10 \cdot 0{,}025 = 0{,}25$ м.

Из рис. 3.44 следует, что $l_s = l_{sup} - 0{,}01 = 0{,}28 - 0{,}01 = 0{,}27$ м $> 10d = 0{,}25$ м, т. е. конструктивные требования выполняются.

Так как условие (3.276) не выполняется и арматура не имеет анкеров, расчет по изгибающему моменту необходим в том случае, если расчетное наклонное сечение может пересечь продольную арматуру в зоне анкеровки.

Определяем длину зоны анкеровки, согласно поз. 3 табл. 1.30 и 5.23, по формуле (5.16)

$$l_{an} = \left(0{,}7\frac{365}{7{,}65} + 11\right) 0{,}025 = 1{,}11 \text{ м} > \lambda_{an}d =$$

$$= 20 \cdot 0{,}025 = 0{,}5 \text{ м}.$$

Определяем расположение начала невыгоднейшего наклонного сечения, т. е. сечения, в котором

$$M = \frac{pl}{2}\,l_1 - \frac{pl_1^2}{2} = M_{crc}.$$

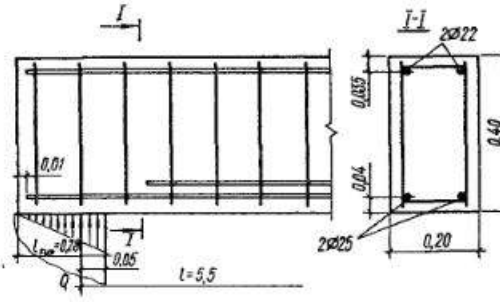


Рис. 3.44. К примеру 3.21 (размеры в м).

По формуле (4.4) с учетом замены $R_{bt,ser}$ на R_{bt} имеем:

$$M_{crc} = R_{bt}W_{pl} = 0{,}675 \cdot 10^6 \cdot 0{,}292 \cdot 0{,}2 \times$$

$$\times\, 0{,}4^2 = 6{,}31 \cdot 10^3 \text{ Н} \cdot \text{м} = 6{,}31 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Решая приведенные выше квадратные уравнения относительно l_1, находим

$$l_1 = 0{,}5l - \sqrt{(0{,}5l)^2 - \frac{2M_{crc}}{p}} =$$

$$= 0{,}5 \cdot 5{,}5 - \sqrt{(0{,}5 \cdot 5{,}5)^2 - \frac{2 \cdot 6{,}31 \cdot 10^3}{32 \cdot 10^3}} =$$

$$= 0{,}073 \text{ м}.$$

Так как $l_1 = 0{,}073$ м $< 0{,}09$ м (см. рис. 3.44), т. е. искомое нормальное сечение оказалось в пределах площадки опирания, принимаем начало наклонного сечения по грани опоры. Отсюда $l_1 = 0{,}09$ м; $l_x = l_s = 0{,}27$ м. Так как $l_x < l_{an}$ расчет наклонного сечения по изгибающему моменту необходим.

Согласно поз. 3 табл. 1.30

$$\gamma_{s5} = \frac{l_x}{l_{an}} = \frac{0{,}27}{1{,}11} = 0{,}243.$$

Расчетное сопротивление арматуры $R_s\gamma_{s5} = 365 \times 0{,}243 = 88{,}8$ МПа.

По формуле (3.285) определяем длину проекции невыгоднейшего наклонного сечения. Для этого вычисляем:

$$q_w = \frac{225 \cdot 0{,}57 \cdot 10^{-4}}{0{,}15} = 855 \cdot 10^{-4} \text{ МПа} \cdot \text{м} =$$

$$= 85{,}5 \cdot 10^3 \text{ Н/м};$$

$$Q = Q - pl_1 = 88 - 32 \cdot 0{,}09 = 85{,}1 \text{ кН}.$$

Тогда

$$c = \frac{85{,}1 \cdot 10^3}{85{,}5 \cdot 10^3 + 32 \cdot 10^3} = 0{,}724 \text{ м} > c_0 =$$

$$= 2h_0 = 2 \cdot 0{,}36 = 0{,}72 \text{ м, принимаем } c =$$

$$= c_0 = 0{,}72 \text{ м}.$$

Внешний изгибающий момент в нормальном сечении, проходящем через точку приложения равнодействующей усилий сжатой зоны наклонного сечения (т. е. в сечении, расположенном на расстоянии $l_1 + c = 0{,}09 + 0{,}72 = 0{,}81$ м от опорной реакции),

$$M = Q(l_1 + c) - 0{,}5p(l_1 + c)^2 =$$

$$= 88 \cdot 0{,}81 - 0{,}5 \cdot 32 \cdot 0{,}81^2 = 60{,}8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Высоту сжатой зоны определяем по формуле (3.22). Так как

$$x = \frac{88{,}8 \cdot 10^6 \cdot 9{,}82 \cdot 10^{-4} - 365 \cdot 10^6 \cdot 7{,}5 \cdot 10^{-4}}{7{,}65 \cdot 10^6 \cdot 0{,}2} <$$

$$< 0, \text{ принимаем}$$

$$z_s = h_0 - a_s' = 0{,}36 - 0{,}035 = 0{,}325 \text{ м}.$$

Проверяем условие (3.286). Так как $88{,}8 \times 10^6 \cdot 9{,}82 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}325 + 0{,}5 \cdot 85{,}5 \times 10^3 \cdot 0{,}72^2 = 50{,}7 \cdot 10^3$ Н·м $= 50{,}7$ кН · м $<$ $< M = 60{,}8$ кН · м, прочность наклонного сечения по изгибающему моменту не обеспечена.

Расчет наклонных сечений в подрезках. Для элементов с подрезками должен производиться расчет на действие изгибающего момента в наклонном сечении, проходящем через входящий угол подрезки (см. рис. 3.36).

Расчет наклонного сечения, проходящего через входящий угол подрезки, допускается производить из условия

$$M + \frac{0{,}5}{q_w + p}\left(Q_1 \frac{h_{01}}{h_0}\right)^2 \leqslant 0{,}9h_{01}(R_sA_s + R_sA_{inc}\cos\theta), \quad (3.290)$$

где M и Q_1 — изгибающий момент и поперечная сила в нормальном сечении у конца подрезки; q_w — усилие в хомутах на единицу длины элемента, определяемое по формуле (3.266) с заменой R_{sw} на R_s; p — равномерно распределенная нагрузка, действующая на элемент; h_{01} и h_0 — рабочая высота соответственно в короткой консоли подрезки и в элементе вне подрезки.

При этом должно выполняться условие

$$R_sA_{w1} + R_sA_{inc}\sin\theta \geqslant Q_1\left(1 - \frac{h_{01}}{h_0}\right), \quad (3.291)$$

где A_{w1} — площадь сечения дополнительных хомутов, проходящих у конца подрезки и не учитываемых при определении интенсивности хомутов у подрезки; A_{inc} — площадь сечения отгибов, проходящих через входящий угол подрезки.

Расчетное сопротивление продольной арматуры в короткой консоли, образованной подрезкой, снижают путем умножения его на коэффициент условий работы γ_{s5}, определяемый согласно поз 3. табл. 1.30.

Продольная арматура в короткой консоли, образованной подрезкой, должна быть заведена за конец подрезки на длину не менее длины l_{an} (см. гл. 5) и не менее

$$w_0 = \frac{2(Q_1 - R_sA_{w1} - R_sA_{inc}\sin\theta)}{q_w} + a_0 + 10d, \quad (3.292)$$

где a_0 — расстояние от опоры консоли до конца подрезки.

Пример 3.22. Требуется проверить прочность наклонных сечений подрезки на действие изгибающего момента. Исходные данные приведены в примере 3.19.

Решение. Из условия (3.291) проверяем достаточность специальных хомутов и отгибов, установленных у конца подрезки: $365 \cdot 10^6 \times 4{,}52 \cdot 10^{-4} + 365 \cdot 10^6 \cdot 8{,}04 \cdot 10^{-4} \times 0{,}777 = 347 \cdot 10^6$ $H = 347$ кН > 640 $(1 - 0{,}37/0{,}67) = 287$ кН.

По формуле (3.266) с учетом замены R_{sw} на R_s вычисляем

$$q_w = \frac{365 \cdot 4{,}52 \cdot 10^{-4}}{0{,}1} = 1{,}65 \text{ МПа} \cdot \text{м} =$$

$$= 1{,}65 \cdot 10^6 \frac{\text{Н}}{\text{м}}.$$

Изгибающий момент в сечении у конца подрезки $M = Qa_0 = 640 \cdot 0{,}13 = 83$ кН · м.

Продольная растянутая арматура короткой консоли заанкерена на опоре, поэтому арматуру учитываем с полным расчетным сопротивлением.

Проверяем условие (3.290). Так как $83 \cdot 10^3 \times \times 10^3 + \frac{0{,}5}{1{,}65 \cdot 10^6}\left(640 \cdot 10^3 \cdot \frac{0{,}37}{0{,}67}\right)^2 = 121 \cdot 10^3$ Н · м = 121 кН · м < 0,9 × × 0,37 $(365 \cdot 10^6 \cdot 6{,}16 \cdot 10^{-4} + 365 \cdot 10^6 \times \times 8{,}04 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}707) = 144 \cdot 10^3$ Н · м = = 144 кН · м, прочность наклонного сечения по изгибающему моменту обеспечена.

По формуле (3.292)

$$w_0 = \frac{2\,(640 \cdot 10^3 - 365 \cdot 10^6 \cdot 4{,}52 \cdot 10^{-4} \times \times 365 \cdot 10^6 \cdot 8{,}04 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}707)}{1{,}65 \cdot 10^6} + + 0{,}13 + 10 \cdot 0{,}014 = 0{,}594 \text{ м}.$$

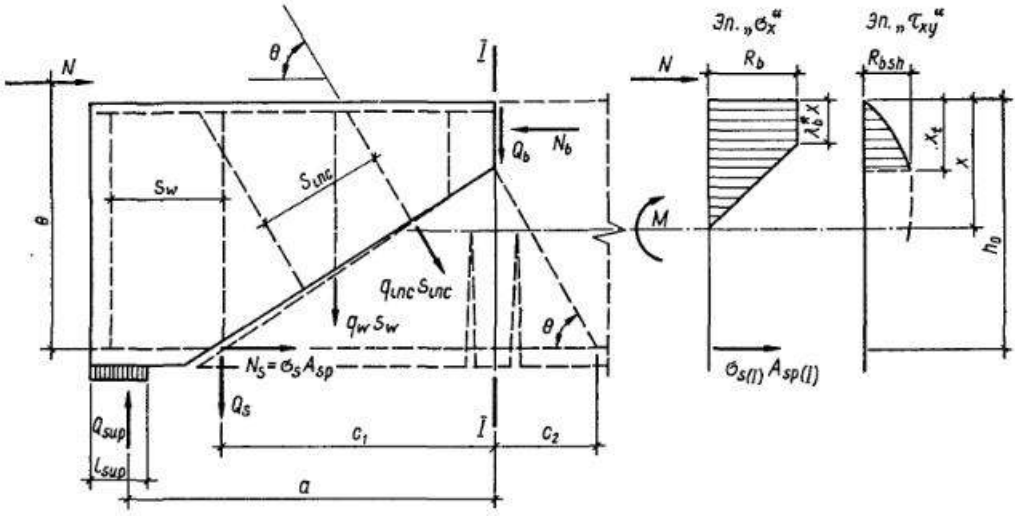


Рис. 3.45. Расчетная схема к проверке прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям уточненным методом.

По формуле (5.16) при $\omega_{an} = 0{,}7$ и $\Delta\lambda_{an} = 11$ (см. табл. 5.23)

$$l_{an} = \frac{\left(0{,}7\,\frac{365}{17{,}0} + 11\right) 0{,}014}{1} = 0{,}36 \text{ м}.$$

Так как $w_0 = 0{,}594$ м $> l_{an} = 0{,}36$ м, принимаем $= 0{,}594$ м.

Хомуты, необходимые для обеспечения прочности наклонного сечения в подрезке, устанавливаются на длине (см. «Расчет наклонных сечений в подрезках»)

$$l_1 = \frac{Q_1}{q_w} + s_w = \frac{640 \cdot 10^3}{1{,}31 \cdot 10^6} + 0{,}1 = = 0{,}589 \text{ м} < w_0 = 0{,}594 \text{ м}.$$

Принимаем $l_1 = w_0 = 0{,}594$ м.

Уточненный метод расчета по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента. Основан на совместном решении уравнений равновесия моментов, поперечных сил и продольных сил в наклонном сечении и более полном учете внутренних усилий, действующих в указанном сечении, что позволяет получать, в ряде случаев, более экономичные решения. С точки зрения используемых исходных предпосылок и, в первую очередь, критерия исчерпания сопротивления, он полностью увязывается с уточненным методом расчета прочности нормальных сечений.

В основу метода положены следующие основные предпосылки:

в качестве расчетной принимают схему, показанную на рис. 3.45;

связь между напряжениями и деформациями арматурной стали принимают в виде диаграмм, показанных на рис. 3.25, *б*, *в*;

связь между нормальными напряжениями и продольными деформациями бетона принимают в виде диаграммы, показанной на рис. 3.25, *а*, между касательными напряжениями и деформациями сдвига — в виде диаграммы, показанной на рис. 3.46, где при $a/h_0 \leqslant 2$ $R_{bsh} = 0{,}5R_b$, а при $a/h_0 \geqslant 2{,}5$ $R_{bsh} = 2{,}2R_{bt}$ (для $2 < a/h_0 < 2{,}5$ численные значения R_{bsh} находят по интерполяции);

для средних деформаций сжатого бетона и растянутой арматуры на участках между двумя ближайшими к сечению I—I трещинами считают справедливым закон плоских сечений;

считают, что эпюра касательных напряжений в бетоне сжатой зоны сечения I—I ограничивается квадратной параболой с максимальной ординатой, расположенной на уровне вершины наклонной трещины;

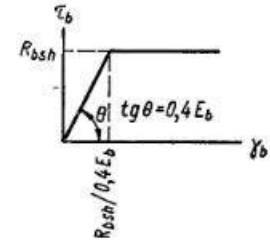


Рис. 3.46. Диаграммы $\tau_b - \gamma_b$ для бетона.

напряжения в продольной растянутой арматуре в месте пересечения ее наклонной трещиной и в сечении I—I принимают не более расчетного сопротивления R_s;

напряжения в поперечной арматуре, пересекаемой наклонной трещиной, принимают равными расчетному сопротивлению R_{sw};

в расчет вводят поперечное усилие в продольной растянутой арматуре в месте пересечения ее наклонной трещиной Q_s;

прочность элемента считают исчерпанной, если деформации бетона в сечении I—I над наклонной трещиной по направлению главных сжимающих напряжений достигают предельных значений.

На рис. 3.45 коэффициент пластичности бетона в условиях плоского напряженного состояния

$$\lambda_b^* = 1 - \frac{1 - \lambda_{b,u}}{\varphi}, \qquad (3.293)$$

где $\lambda_{b,u}$ — предельное значение λ_b, определяемое по формулам (3.212) ... (3.214) или по табл. 3.25; φ — коэффициент, определяемый по графикам рис. 3.47 в зависимости от

$$q_{w,inc} = \frac{R_{sw}A_{inc}}{s_{inc}} + \frac{R_{sw}A_w}{s_w}\sin\theta \qquad (3.294)$$

и величины относительного пролета среза a/h_0.

В качестве расчетных наклонных трещин рассматривают: при действии равномерно распределенной нагрузки — трещины с вершинами, расположенными на расстоянии $a = 0{,}25l$ от осей опор (рис. 3.48, *а*), при действии нагрузки в виде сосредоточенных сил — трещины с вершинами под силами (рис. 3.48, *б*), при совместном действии сосредоточенных сил и равномерно распределенной нагрузки — трещины с вершинами, расположенными на расстоянии от осей опор $a = 0{,}25l$ и трещины с вершинами под силами.

Проверку прочности наклонных сечений производят в зависимости от положения нулевой линии и вершины наклонной трещины относительно нижней грани сжатой полки.

При $x \leqslant h_f'$ должно выполняться условие

$$M_1 \leqslant M_{u(1)} = 0{,}5R_b b_f' x\,[h_0\,(1 + \lambda_b^*) - \\ - 0{,}33x\,(1 + \lambda_b^* + \lambda_b^{*2})], \qquad (3.295)$$

где M_1 — момент внешних сил, расположенных по одну сторону от сечения I—I, относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения продольной растянутой арматуры ($M_1 = M \pm Ne$, где M — момент от поперечной нагрузки).

При арматурной стали, не имеющей физического предела текучести, высоту сжатой зоны сечения I—I определяют из уравнения (3.126), где

$$B_1 = 0{,}5\,(1 - \lambda_b^{*2})\,b_f'; \qquad (3.296)$$

$$B_2 = \varphi_s\left[\alpha_s - \frac{1 - \lambda_b^*}{R_b}\,(\sigma_{sp} + 0{,}008E_s)\right] \times$$

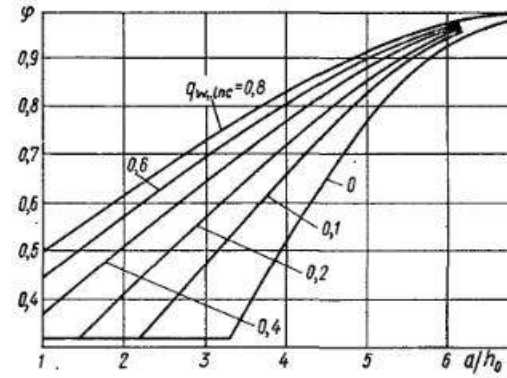


Рис. 3.47. График зависимости $\varphi - a/h_0$ ($q_{w,inc}$, МПа/м).

$$\times A_{sp(1)} \mp N\frac{1 - \lambda_b^*}{R_b}; \qquad (3.297)$$

$$B_3 = -\varphi_s\alpha_s A_{sp(1)}h_0. \qquad (3.298)$$

Коэффициент φ_s определяют по формуле (3.239).

При этом должно выполняться условие

$$0{,}8R_s < \\ < \left\{\sigma_{s(1)} = \varphi_s\left[\frac{\alpha_s R_b (h_0 - x)}{(1 - \lambda_b^*)\,x} + \sigma_{sp} + 0{,}008E_s\right]\right\} \leqslant \\ \leqslant R_s. \qquad (3.299)$$

Если условие (3.299) не выполняется слева, высоту сжатой зоны определяют из уравнения (3.216), коэффициенты $B_1 \ldots B_3$ — по формулам (3.296) ... (3.298) при $\varphi_s = 1$ и $0{,}008E_s = 0$.

Если условие (3.299) не выполняется справа,

$$x = \frac{2\,(R_s A_{sp(1)} \pm N)}{(1 + \lambda_b^*)\,R_b b_f'}. \qquad (3.300)$$

Высоту сжатой зоны сечения I—I над наклонной трещиной определяют по формуле

$$x_t = \frac{B_5}{B_4}\left(-1 + \sqrt{1 - \frac{4B_4B_6}{B_5^2}}\right), \qquad (3.301)$$

где

$$B_4 = 0{,}5R_b b_f'; \qquad (3.302)$$

$$B_5 = 0{,}67R_{bsh}b_f'c_1 - R_b b_f' h_0 - \\ - 0{,}5q_{inc}\cos\theta\,(c_1\sin\theta + h_0\cos\theta); \qquad (3.303)$$

$$B_6 = M_{u(1)}B_7 + 0{,}5\,[q_w c_1^2 + \\ + q_{inc}\,(c_1\sin\theta + h_0\cos\theta)^2]. \qquad (3.304)$$

Усилия в продольной растянутой арматуре в месте пересечения ее наклонной трещиной определяют по формулам:

$$Q_s = M_{u(1)}\frac{1 - B_7}{c_1} - 0{,}67R_{bsh}b_f'x_t -$$

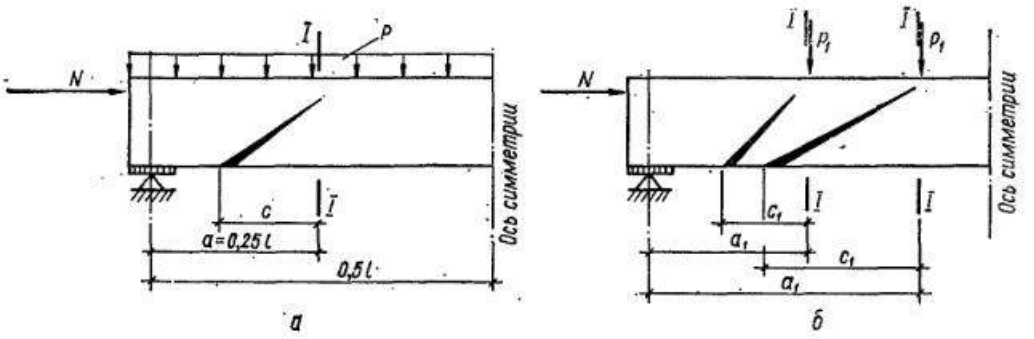


Рис. 3.48. К определению расчетных наклонных трещин.

$$- q_w c_1 - q_{inc}(c_1 + c_2)\sin^2\theta; \quad (3.305)$$

$$N_s = N_b - 0{,}5 q_{inc}(c_1 + c_2)\sin 2\theta \mp N, \quad (3.306)$$

где

$$N_b = R_b b_f' x_t. \quad (3.307)$$

При этом должны выполняться условия:

$$Q_s \approx M_{u(1)} \frac{1 - B_7}{5c_1}; \quad (3.308)$$

$$N_s \leqslant R_s A_{sp}. \quad (3.309)$$

В формулах (3.303) ... (3.306):

$$q_w = R_{sw} A_w / s_w; \quad (3.310)$$

$$q_{inc} = R_{sw} A_{inc} / s_{inc}; \quad (3.311)$$

$$c_2 = (h_0 - x_t)\operatorname{ctg}\theta. \quad (3.312)$$

В общем случае (при совместном действии сосредоточенных сил и равномерно распределенной нагрузки)

$$B_7 = 1 - \frac{c_1}{a} + \frac{c_1}{\frac{2Q_{sup}}{q} - a}. \quad (3.313)$$

В формулах (3.297), (3.300) и во всех последующих верхний знак перед силой N ставят, если она сжимающая, нижний — если растягивающая.

При $x > h_f'$ и $x_t \leqslant h_f'$ в зависимости от положения точки перелома эпюры нормальных напряжений в бетоне сжатой зоны сечения I—I относительно нижней грани сжатой полки могут иметь место два подслучая.

При $\lambda_b^* x \leqslant h_f'$ прочность проверяют из условия

$$M_1 \leqslant M_{u(1)} = 0{,}5 R_b \left\{ b_f' x \left[h_0 (1 + \lambda_b^*) - \right.\right.$$

$$- 0{,}33 x (1 + \lambda_b^* + \lambda_b^{*2})] -$$

$$\left. \left. - \frac{b_f' - b}{(1 + \lambda_b^*) x} (x - h_f')^2 (h_0 - 0{,}33x - 0{,}67 h_f') \right\}. \right.$$

(3.314)

При арматурной стали, не имеющей физического предела текучести, высоту сжатой зоны сечения I—I определяют по формуле (3.216), где

$$B_1 = 0{,}5 (b - \lambda_b^{*2} b_f'); \quad (3.315)$$

$$B_2 = \varphi_s \left[\alpha_s - \frac{1 - \lambda_b^*}{R_b} (\sigma_{sp} + 0{,}008 E_s) \right] A_{sp(1)} +$$

$$+ (b_f' - b) h_f' \mp N \frac{1 - \lambda_b^*}{R_b}; \quad (3.316)$$

$$B_3 = - [\varphi_s \alpha_s A_{sp(1)} h_0 + 0{,}5 (b_f' - b) h_f'^2], \quad (3.317)$$

при этом должно выполняться условие (3.299).

Если условие (3.299) не выполняется слева, высоту сжатой зоны определяют из уравнения (3.216), коэффициент $B_1 \ldots B_3$ — по формулам (3.315) ... (3.317) при $\varphi_s = 1$ и $0{,}008 E_s = 0$.

Если условие (3.299) не выполняется справа, высоту сжатой зоны определяют по формуле (3.216), коэффициенты $B_1 \ldots B_3$ — по формулам (3.315) и

$$B_2 = (b_f' - b) h_f' - \frac{1 - \lambda_b^*}{R_b} (R_s A_{sp(1)} \pm N); \quad (3.318)$$

$$B_3 = - 0{,}5 (b_f' - b) h_f'^2. \quad (3.319)$$

Высоту сжатой зоны сечения I—I над наклонной трещиной определяют по формуле (3.301), коэффициенты $B_4 \ldots B_6$ — по формулам (3.302), (3.304) и

$$B_5 = 0{,}67 R_{bsh} b c_1 - R_b b_f' h_0 -$$

$$- 0{,}5 q_{inc} \cos\theta (c_1 \sin\theta + h_0 \cos\theta). \quad (3.320)$$

Усилия в продольной растянутой арматуре в месте пересечения ее наклонной трещиной определяют по формулам:

$$Q_s = M_{u(1)} \frac{1 - B_7}{c_1} - 0{,}67 R_{bsh} b x_t - q_w c_1 -$$

$$- q_{inc}(c_1 + c_2)\sin^2\theta \quad (3.321)$$

и (3.306), при этом должны выполняться условия (3.308) и (3.309).

При $\lambda_b^* x > h_f'$ прочность проверяют из условия

$$M_1 \leqslant M_{u(1)} = 0{,}5 R_b \{ b x [(1 + \lambda_b^*) h_0 -$$

$$- 0{,}33x\,(1 + \lambda_b^* + \lambda_b^{*2})] +$$

$$+ (2h_0 - h_f')\,(b_f' - b)\,h_f'\}. \qquad (3.322)$$

При арматурной стали, не имеющей физического предела текучести, высоту сжатой зоны сечения I—I определяют из уравнения (3.216), коэффициенты $B_1 \ldots B_3$ — по формулам (3.298) и

$$B_1 = 0{,}5\,(1 - \lambda_b^{*2})\,b; \qquad (3.323)$$

$$B_2 = \varphi_s \left[\alpha_s - \frac{1 - \lambda_b^*}{R_b}\,(\sigma_{sp} + 0{,}008E_s)\right] A_{sp(1)} +$$

$$+ (1 - \lambda_b^*)\left[(b_f' - b)\,h_f' \mp \frac{N}{R_b}\right], \qquad (3.324)$$

при этом должно выполняться условие (3.299).

Если условие (3.299) не выполняется слева, высоту сжатой зоны определяют из уравнения (3.216), коэффициенты $B_1 \ldots B_3$ — по формулам (3.323), (3.324) и (3.298) при $\varphi_s = 1$ и $0{,}008E_s = 0$.

Если условие (3.299) не выполняется справа,

$$x = 2\,\frac{R_s A_{sp(1)} - R_b\,(b_f' - b)\,h_f' \pm N}{(1 + \lambda_b^*)\,R_b b}. \qquad (3.325)$$

Высоту сжатой зоны сечения I—I над наклонной трещиной определяют по формуле (3.301), коэффициенты $B_4 \ldots B_6$ — по формулам (3.302), (3.320) и (3.304).

Усилия в продольной растянутой арматуре в месте пересечения ее наклонной трещиной определяют по формулам (3.321) и (3.306), при этом должны выполняться условия (3.308) и (3.309).

При $x > h_f'$ и $x_t > h_f'$ в зависимости от положения точки перелома эпюры нормальных напряжений в бетоне сжатой зоны сечения I—I относительно нижней грани сжатой полки, могут иметь место два подслучая.

При $\lambda_b^* x \leqslant h_f'$ прочность проверяют из условия (3.314).

При арматурной стали, не имеющей физического предела текучести, высоту сжатой зоны сечения I—I определяют из уравнения (3.216), коэффициенты $B_1 \ldots B_3$ — по формулам (3.315) ... (3.317), при этом должно выполняться условие (3.299).

Если условие (3.299) не выполняется слева, высоту сжатой зоны определяют из уравнения (3.216), коэффициенты $B_1 \ldots B_3$ — по формулам (3.315) ... (3.317) при $\varphi_s = 1$ и $0{,}008E_s = 0$.

Если условие (3.299) не выполняется справа, высоту сжатой зоны определяют из уравнения (3.216), коэффициенты $B_1 \ldots B_3$ — по формулам (3.315), (3.318) и (3.319).

Высоту сжатой зоны сечения I—I над наклонной трещиной определяют по формуле (3.301), где

$$B_4 = 0{,}5R_b b; \qquad (3.326)$$

$$B_5 = 0{,}67R_{bsh} b c_1 - R_b\,[bh_0 - 0{,}5\,(b_f' - b)\,h_f'] -$$

$$- 0{,}5 q_{inc} \cos\theta\,(c_1 \sin\theta + h_0 \cos\theta); \qquad (3.327)$$

$$B_6 = M_{u(1)} B_7 - R_b\,(b_f' - b)\,h_f' h_0 +$$

$$+ 0{,}5\,[q_w c_1^2 + q_{inc}\,(c_1 \sin\theta + h_0 \cos\theta)^2]. \qquad (3.328)$$

Усилия в продольной растянутой арматуре в месте пересечения ее наклонной трещиной определяют по формулам (3.321) и (3.306), где

$$N_b = R_b\,[bx_t + (b_f' - b)\,h_f'], \qquad (3.329)$$

при этом должны выполняться условия (3.308) и (3.309).

При $\lambda_b^* x > h_f'$ прочность проверяется из условия (3.322).

При арматурной стали, не имеющей физического предела текучести, высоту сжатой зоны сечения I—I определяют из уравнения (3.216), коэффициенты $B_1 \ldots B_3$ — по формулам (3.323), (3.324) и (3.298), при этом должно выполняться условие (3.299).

Если условие (3.299) не выполняется слева, высоту сжатой зоны определяют из уравнения (3.216), коэффициенты $B_1 \ldots B_3$ — по формулам (3.323), (3.324) и (3.298) при $\varphi_s = 1$ и $0{,}008E_s = 0$.

Если условие (3.299) не выполняется справа, высоту сжатой зоны определяют по формуле (3.325).

Высоту сжатой зоны сечения I—I над наклонной трещиной определяют по формуле (3.301), коэффициенты $B_4 \ldots B_6$ — по формулам (3.326) ... (3.328).

Усилия в продольной растянутой арматуре в месте пересечения ее наклонной трещиной определяют по формулам (3.321) и (3.306), усилие в бетоне над наклонной трещиной — по формуле (3.329). При этом должны выполняться условия (3.308) и (3.309).

При арматурной стали, имеющей физический предел текучести, высоту сжатой зоны сечения I—I определяют из уравнения (3.216) с учетом (3.296) ... (3.298), (3.315) ... (3.317) или (3.323), (3.324) и (3.309) при $\varphi_s = 1$ и $0{,}008E_s = 0$, а при $\sigma_{s(1)} > R_s$ — по формуле (3.309), из уравнения (3.216) с учетом (3.315), (3.318) и (3.319) или по формуле (3.325), в зависимости от положения нулевой линии и точки перелома эпюры нормальных напряжений относительно нижней грани сжатой полки.

Величину b_f', вводимую в расчет (здесь и везде в последующем), принимают такой же, как и при расчете прочности нормальных сечений.

При невыполнении условия (3.308) необходимо изменить интенсивность поперечного армирования в виде вертикальных стержней (если нагельная сила Q_s больше правой части указанного условия — увеличить, если меньше — уменьшить) и уточнить значения x_t и N_s.

Интенсивность поперечного армирования в виде вертикальных стержней, удовлетворяющая условию (3.308),

$$q_w^* = \frac{q_w c_1 + Q_s - M_{u(1)}\,\dfrac{1 - B_7}{5c_1}}{c_1}. \qquad (3.330)$$

Изменение интенсивности достигают за счет изменения шага вертикальных стержней или площади их поперечного сечения (или того и другого одновременно).

При невыполнении условия (3.309) необходимо уменьшить количество обрываемой (отгибаемой) арматуры.

Если при определении высоты сжатой зоны I—I над наклонной трещиной под знаком радикала в формуле (3.301) получится отрицательное число, величину x_f принимают известной, равной $B_6/2B_4$, а q_w — неизвестной; подкоренное выражение приравнивают нулю и решают относительно q_w; затем, как и прежде, отыскивают усилия Q_s и N_s и проверяют условия (3.308) и (3.309).

При отсутствии поперечной арматуры прочность наклонных сечений проверяют по приведенным выше формулам при $q_w = q_{,nc} = 0$. При этом должны выполняться условия (3.308) и (3.309). При невыполнении первого условия необходима постановка поперечной арматуры в виде вертикальных стержней, при невыполнении второго условия необходимо уменьшить количество обрываемой арматуры.

Прочность элементов прямоугольных сечений проверяют по формулам (3.295) ... (3.307) при $b'_f = b$.

Длину проекции наклонной трещины на продольную ось элемента определяют в зависимости от места расположения вершины рассматриваемой трещины по длине элемента.

Если вершина трещины расположена на расстоянии от оси опоры, равном $0{,}25l$,

$$c_1 = \\ = 2a\left(\sqrt{1-0{,}75\frac{M_{crc}-N(e_0\mp a_n)}{M_{u(1)}-N(e_0\mp a_n)}}-0{,}5\right), \quad (3.331)$$

если под силой —

$$c_1 = a\frac{M_{u(1)}-M_{crc}}{M_{u(1)}-N(e_0\mp a_n)}. \quad (3.332)$$

Как в том, так и в другом случае должно выполняться условие

$$h_0 \leqslant c_1 \leqslant 2h_0. \quad (3.333)$$

Если указанное условие не выполняется слева, величину c_1 принимают равной h_0, если справа — $2h_0$.

Численные значения M_{crc} определяют по формуле (4.4), $M_{u(1)}$ — по формулам (3.295), (3.314) или (3.322) в зависимости от положения нулевой линии относительно нижней грани сжатой полки.

В формулах (3.331) и (3.332) верхний знак перед a_n ставят, если сила N сжимающая, нижний — если растягивающая.

При $\lambda^*_b < 0$ R_b в формулах (3.295) ... (3.329) следует заменить на $0{,}8R_b$, а коэффициент λ^*_b принять равным нулю.

Порядок расчета следующий:

а) определяют величины $\lambda_{b,u}$, φ, φ_s и q_w, q_{inc}, $q_{w,inc}$, M_{crc};

б) по формуле (3.293) определяют коэффициент λ^*_b. Если $\lambda^*_b < 0$, принимают $\lambda^*_b = 0$ и в дальнейших расчетах призменную прочность R_b принимают уменьшенной на 20 %;

в) в зависимости от предполагаемого положения нулевой линии и вершины наклонной трещины относительно нижней грани сжатой полки вычисляют коэффициенты $B_1 \ldots B_3$ и по соответствующим формулам отыскивают высоту сжатой зоны сечения I—I x;

г) проверяют неравенство (3.299) и при несоблюдении его слева или справа производят повторное вычисление x;

д) в зависимости от соотношения x, $\lambda^*_b x$ и h'_f проверяют условия (3.295), (3.314) или (3.322). Если соответствующее условие не выполняется, прочность по наклонным сечениям не обеспечена;

е) по формулам (3.331) или (3.332) определяют длину проекции наклонной трещины на продольную ось элемента c_1 и проверяют условие (3.333);

ж) в зависимости от положения нулевой линии относительно нижней грани сжатой полки вычисляют коэффициенты $B_4 \ldots B_6$, а по формуле (3.301) — высоту сжатой зоны сечения I—I над наклонной трещиной x_f;

з) по формулам (3.306), (3.305) или (3.321) определяют усилия в продольной растянутой арматуре N_s и Q_s;

и) проверяют условия (3.308) и (3.309). Если указанные условия не выполняются, необходимо изменить содержание арматуры (продольной или поперечной или той и другой одновременно) и произвести перерасчет элемента.

Пример 3.23. Исходные данные приведены в примере 3.17. Требуется проверить прочность балки по наклонным сечениям уточненным методом.

Р а с ч е т. Для тяжелого бетона класса $B30$ по формуле (3.212) находим: $\lambda_{b,u} = 0{,}93 - 0{,}014 \cdot 15{,}3 = 0{,}716$, а по формулам (3.310) и (3.294) — $q_w = 285 \cdot 1{,}01 \cdot 10^4 \cdot 0{,}25 = 0{,}115$ МПа · м и $q_{w,inc} = q_w = 0{,}115$ МПа · м. Следовательно $\varphi = 0{,}33$. По формуле (3.293) $\lambda^*_b = 1 - (1 - 0{,}716)/0{,}33 = 0{,}139$. В соответствии с исходными данными $M_{crc} = 74{,}7$ кН · м.

Полагаем, в первом приближении, что $x \leqslant h'_f$.

При $\alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = 2 \cdot 10^5/2 \cdot 10^4 = 10{,}0$ (E_b — см. табл. 3.26) для арматурной стали, имеющей физический предел текучести (т. е. при $\varphi_s = 1$ и $0{,}008E_s = 0$), по формулам (3.296) ... (3.298) находим: $B_1 = 0{,}5\,(1 - 0{,}139^2) \cdot 0{,}2 = 0{,}0981$; $B_2 = 10{,}0 \cdot 14{,}73 \cdot 10^{-4} = 0{,}01473$; $B_3 = -10{,}0 \cdot 14{,}73 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}85 = -0{,}0125$, а из уравнения (3.216) $x = 0{,}290$ м.

По формуле (3.299)

$$\sigma_{s(1)} = \frac{10{,}0 \cdot 15{,}3\,(0{,}85 - 0{,}29)}{(1 - 0{,}139) \cdot 0{,}29} = \\ = 343 \text{ МПа} < R_s = 365 \text{ МПа},$$

т. е. условие справа выполняется.

Так как $x > h_f' = 0{,}2$ м, производим перерасчет высоты сжатой зоны сечения 1—1. По формулам (3.315) ... (3.317) при $\varphi_s = 1$ и $0{,}008E_s = 0$ имеем:

$$B_1 = 0{,}5\,(0{,}08 - 0{,}139^2 \cdot 0{,}2) = 0{,}0381;$$

$$B_2 = 10{,}0 \cdot 14{,}73 \cdot 10^{-4} + 0{,}2\,(0{,}2 - 0{,}08) = 0{,}03873;$$

$$B_3 = -10{,}0 \cdot 14{,}73 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}85 + 0{,}5 \cdot 0{,}2\,(0{,}2 - 0{,}08)\,0{,}2 = -0{,}0149.$$

Из уравнения (3.216) $x = 0{,}298$ м. По формуле (3.299)

$$\sigma_{s(1)} = \frac{10{,}0 \cdot 15 \cdot 3\,(0{,}85 - 0{,}298)}{(1 - 0{,}139)\,0{,}298} = 329 \text{ МПа} < R_s = 365 \text{ МПа}.$$

При $\lambda_b^* x = 0{,}139 \cdot 0{,}298 = 0{,}0414$ м $< h_f' = 0{,}2$ м проверка прочности производится из условия (3.314). Так как $M_{u(1)} = 0{,}5 \cdot 15{,}3 \times 10^6 \{0{,}2 \cdot 0{,}298\,[0{,}85\,(1 + 0{,}139) - 0{,}33 \cdot 0{,}298\,(1 + 0{,}139 + 0{,}139^2)] - \frac{(0{,}2 - 0{,}08)}{(1 - 0{,}139)\,0{,}298}(0{,}298 - 0{,}2)^2\,(0{,}85 - 0{,}33 \cdot 0{,}298 - 0{,}67 \cdot 0{,}2)\} = 0{,}368 \times 10^6$ Н · м $= 368$ кН · м $> Qa = 240 \times 1{,}5 = 360$ кН · м, прочность по наклонным сечениям, в соответствии с этим условием, обеспечена.

По формуле (3.332) $c_1 = 1{,}5\,\frac{368 - 74{,}7}{368} = 1{,}20$ м, т. е. $h_0 = 0{,}85$ м $< c_1 = 1{,}2$ м $< 2h_0 = 1{,}7$ м.

По формулам (3.313), (3.302), (3.320), (3.304), (3.301) при $R_{bsh} = 0{,}5R_b = 0{,}5 \cdot 15{,}3 = 7{,}65$ МПа ($a/h = 1{,}5/0{,}85 = 1{,}76 < 2$) имеем: $B_7 = 1 - 1{,}2/1{,}5 = 0{,}20$; $B_4 = 0{,}5 \cdot 15{,}3 \cdot 10^6 \times 0{,}2 = 1{,}53 \cdot 10^6$; $B_5 = 0{,}67 \cdot 7{,}65 \cdot 10^6 \times 0{,}08 \cdot 1{,}2 - 15{,}3 \cdot 10^6 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}85 = -1{,}81 \cdot 10^6$; $B_6 = 0{,}368 \cdot 10^6 \cdot 0{,}2 + 0{,}5 \times 0{,}115 \cdot 10^6 \cdot 1{,}2^2 = 0{,}1564 \cdot 10^6$; $x_f = 0{,}094$ м $< h_f'$, т. е. высота сжатой зоны сечения 1—1 над наклонной трещиной не выходит за пределы сжатой полки, ее пересчет не требуется и можно перейти к определению нагельного эффекта.

По формуле (3.321) $Q_s = 0{,}368 \cdot 10^6\,\frac{1 - 0{,}2}{1{,}2} - 0{,}67 \cdot 7{,}65 \cdot 10^6 \cdot 0{,}08 \cdot 0{,}094 - 0{,}115 \times 10^6 \cdot 1{,}2 = 0{,}0809 \cdot 10^6$ Н $= 80{,}9$ кН.

Проверяем условие (3.308). Так как указанное условие даже приближенно не выполняется $368\,\frac{1 - 0{,}2}{5 \cdot 1{,}2} = 49{,}1$ кН $< Q_s = 80{,}9$ кН, необходимо изменить (увеличить) интенсивность поперечного армирования.

Интенсивность поперечного армирования, удовлетворяющая условию (3.308), определяется по формуле (3.330)

$$q_w^* = \frac{0{,}115 \cdot 10^6 \cdot 1{,}2 + 0{,}0809 \cdot 10^6 - 0{,}368 \cdot 10^6\,(1 - 0{,}2)/5 \cdot 1{,}2}{1{,}2} = 0{,}1415 \cdot 10^6 \text{ Н/м} = 0{,}1415 \text{ МН/м}.$$

Расчетный шаг хомутов (при заданной площади $A_w = 1{,}01 \cdot 10^{-4}$ м^2)

$$s_w = \frac{R_{sw}A_w}{q_w^*} = \frac{285 \cdot 1{,}01 \cdot 10^{-4}}{0{,}1415} = 0{,}203 \text{ м}.$$

Принимаем $s_w = 0{,}20$ м.

Расчет по прочности пространственных сечений (элементы, работающие на кручение с изгибом)

При действии на элемент крутящих моментов разрушение происходит по пространственному сечению, образованному спиральной трещиной и замыкающей ее сжатой зоной, расположенной под углом к продольной оси элемента.

Пространственное сечение рассчитывают из условия равновесия моментов всех внешних и внутренних сил в плоскости, нормальной к линии, ограничивающей сжатую зону указанного сечения, относительно оси, перпендикулярной к этой плоскости и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне.

Предельные усилия в пространственном сечении определяют на основе следующих предпосылок:

сопротивление бетона растяжению принимают равным нулю;

сжатую зону пространственного сечения условно представляют плоскостью, расположенной под углом θ к продольной оси элемента, а сопротивление бетона сжатию — напряжениями $R_b \sin^2 \theta$, равномерно распределенными по сжатой зоне;

растягивающие напряжения в продольной и поперечной арматуре, пересекающей растянутую зону рассматриваемого пространственного сечения, принимают равными расчетному сопротивлению соответственно R_s и R_{sw};

напряжения в арматуре, расположенной в сжатой зоне, принимают равными: для ненапрягаемой арматуры — R_{sc}, для напрягаемой — $\sigma_{sc} = (\varepsilon_{b,u}E_b - \sigma_{sp}')$, где $\varepsilon_{b,u}$ — предельная расчетная деформация укорочения бетона при центральном сжатии (принимают равной 2 ‰, а при $\gamma_{b2} = 0{,}9...2{,}5$ %). Значения σ_{sp}' определяют в зависимости от рассматриваемой стадии работы, условий натяжения арматуры и потерь при коэффициенте γ_{sp}, бо́льшем единицы. Напряжения σ_{sc} в связи с этим могут быть растягивающими, нулевыми и сжимающими.

При действии на элемент крутящих моментов помимо разрушения по пространственному сечению возможно также разрушение бетона от сжатия между спиральными трещинами, поэтому для элементов, работающих на изгиб с кручением, должна быть выполнена проверка и на этот вид разрушения.

Так как при смещении внешней нагрузки относительно плоскости симметрии элемента крутящий момент вызывает дополнительные напряжения, уменьшающие предельную поперечную

силу, воспринимаемую наклонным сечением, для элементов, работающих на изгиб с кручением, должна быть выполнена также проверка несущей способности наклонных сечений на действие поперечных сил с учетом влияния крутящего момента.

Элементы прямоугольного сечения. При расчете элементов с напрягаемой и ненапрягаемой арматурой на кручение с изгибом должно выполняться условие

$$T \leqslant 0{,}1R_b b^2 h, \qquad (3\,334)$$

где b и h — соответственно меньший и больший размеры граней элемента.

При этом значение R_b для бетонов классов выше $B30$ принимают как для бетона класса $B30$.

Для участков элемента, в которых $T > 0{,}5Qb$ (где b — размер грани, перпендикулярной к плоскости действия изгибающего момента), следует производнть расчет пространственных сечений.

Для участков элемента, в которых $T \leqslant 0{,}5Qb$, следует производить расчет сечений, наклонных к продольной оси элемента, на действие поперечной силы и крутящего момента из условия

$$Q \leqslant Q_w + Q_b - \frac{3T}{b}, \qquad (3.335)$$

где Q и T принимают наибольшими на рассматриваемом участке элемента, а значения Q_w и Q_b определяют по формулам (3.265) и (3.275).

При этом расчет наклоиных и нормальных сечений на действие изгибающего момента производят без учета кручения.

Если удовлетворяется условие

$$T \leqslant 0{,}25Qb, \qquad (3.336)$$

то при наличии отогнутых стержней в правую часть условия (3.335) добавляют величину $\Sigma R_{sw} A_{inc} \sin\theta$

Общий случай расчета пространственного сечения. При расчете пространственного сечения (рис. 3.49) проверяют прочиость продольной и поперечной арматуры, установленной у грани элемента, противоположной сжатой зоне сечения. Рассматривают три возможные расчетные схемы расположения сжатой зоны пространственного сечения:

1-я — у сжатой от изгиба грани элемента (рис. 3.50, *а*);

2-я — у грани элемента, параллельной плоскости действия изгибающего момента (рис. 3.50, *б*);

3-я — у растянутой от изгиба грани элемента (рис. 3.50, *в*).

Последняя схема разрушения в старой редакции норм отсутствовала. Между тем, такой случай может оказаться опасным в зоне, где действуют небольшие изгибающие моменты,

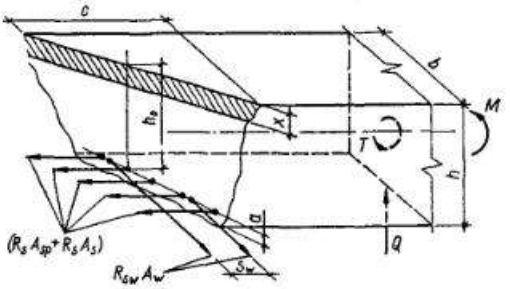


Рис. 3.49. Схема усилий в пространственном сечении железобетоиного элемента.

и верхняя арматура, которая попадает в растяиутую зону, значнтельно слабее, чем нижняя.

Для любой из этих схем расчет пространственного сечения производят из условия

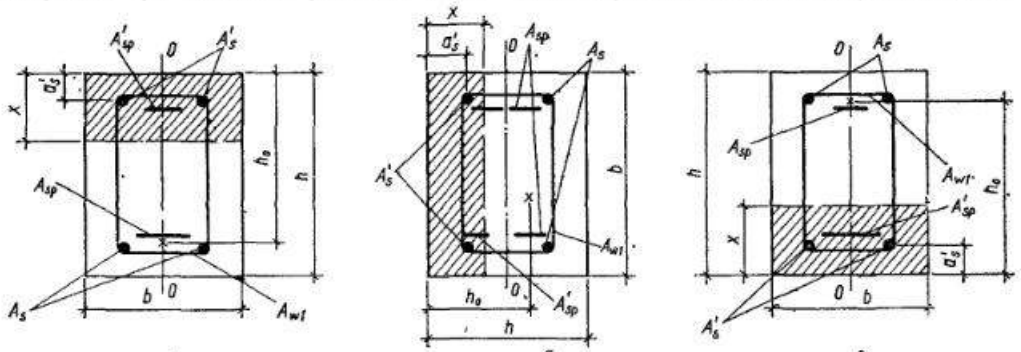
$$T \leqslant (R_s A_{sp} + R_s A_s)(h_0 - 0{,}5x)\frac{1 + \varphi_m \delta \lambda^2}{\varphi_0 \lambda + \chi}. \qquad (3.337)$$

Высота сжатой зоны

$$x = \frac{R_s A_{sp} + R_s A_s - R_{sc} A_s' - \sigma_{sc} A_{sp}'}{R_b b}, \qquad (3.338)$$

при этом, если $x < 2a'$, в условии (3.337) принимают $x = 2a'$.

Если $x > \xi_R h_0$ (где ξ_R — граничное значение высоты сжатой зоны бетона, определяемое по формуле (3.17)), должна быть проверена прочность нормального сечения по формуле (3.24).



а *б* *в*

Рис. 3.50. Расчетные схемы расположения сжатой зоны пространственного сечения:

а — у сжатой от изгиба грани элемента, *б* — у грани элемента, параллельной плоскости действия изгибающего момента, *в* — у растянутой от изгиба грани элемента, 0—0 — плоскость действия изгибающего момента.

В формулах (3.337), (3.338) и в последующем: A_{sp}, A_s и A'_{sp}, A'_s — площадь сечения продольной напрягаемой и ненапрягаемой арматуры, расположенной при данной расчетной схеме соответственно в растянутой и сжатой зонах; b и h — размеры граней элемента, соответственно параллельных и перпендикулярных линий, ограничивающих рассматриваемую сжатую зону;

$$\delta = \frac{b}{2h + b}; \quad (3.339) \qquad \lambda = c/b; \quad (3.340)$$

χ и φ_q — величины, характеризующие соотношения между действующими усилиями T, M и Q:

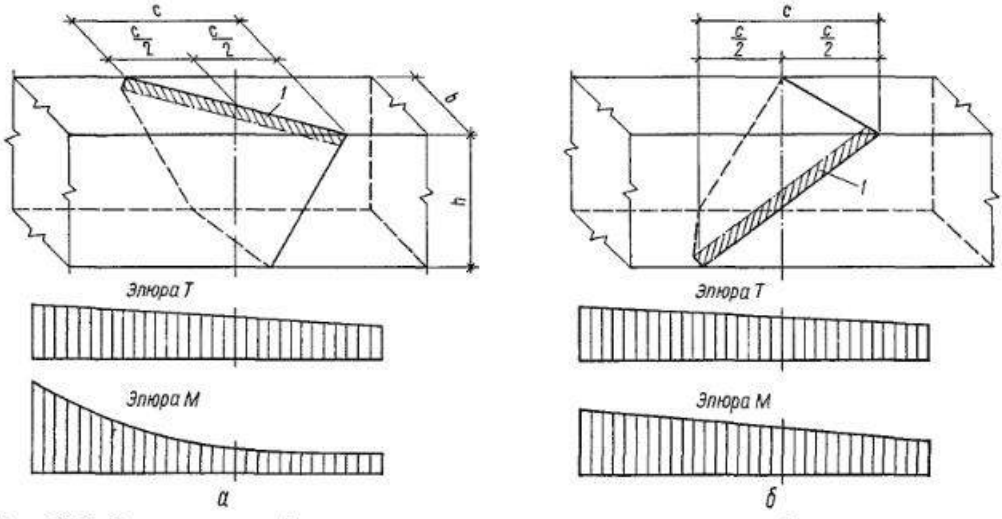


Рис. 3.51. Определение действующих в пространственном сечении изгибающего и крутящего моментов, а также поперечной силы при расчете на прочность железобетонного элемента, работающего на кручение с изгибом:

а — при 1-й и 3-й схемах; *б* — при 2-й схеме.

при отсутствии изгибающего момента

$$\chi = 0; \quad \varphi_q = 1;$$

при расчете по 1-й схеме

$$\varphi_q = 1; \quad \chi = M/T. \qquad (3.341)$$

при расчете по 2-й схеме

$$\chi = 0; \quad \varphi_q = 1 + \frac{Qh}{2T}; \qquad (3.342)$$

при расчете по 3-й схеме

$$\varphi_q = 1; \quad \chi = -M/T. \qquad (3.343)$$

В формуле (3.340) c — длина проекции линии, ограничивающей сжатую зону, на продольную ось элемента. Невыгоднейшее значение c в общем случае определяют последовательными приближениями и принимают не более $2h + b$ и не более длины участка элемента, на котором учитываемые в расчете усилия (M, T и Q) не меняют знака. Прежде всего рассматривают пространственные сечения, начинающиеся от опоры, т. е. в зоне, где действуют наибольшие крутящие моменты (и поперечные силы). Затем в зависимости от эпюры изгибающих моментов, а также изменения поперечного сечения и армирования по длине элемента рассматривают и другие точки, характеризующие начало пространственных сечений с различной длиной c.

Крутящий момент T, изгибающий момент M и поперечную силу Q принимают в поперечном сечении, проходящем через центр тяжести сжатой зоны пространственного сечения (рис. 3.51).

Значение коэффициента φ_w, характеризующего соотношение между поперечной и продольной арматурой, определяют по формуле

$$\varphi_w = \frac{R_{sw} A_{w1} b}{(R_s A_{sp} + R_s A_s)\, s_w}, \qquad (3.344)$$

где A_{w1} — площадь сечения одного стержня хомута, расположенного у грани, являющейся для рассматриваемой расчетной схемы растянутой; s_w — расстояние между указанными выше хомутами.

При этом значение φ_w принимают не менее

$$\varphi_{w,\min} = 0{,}5\,(1 - M/M_u) \qquad (3.345)$$

и не более

$$\varphi_{w,\max} = 1{,}5\,(1 - M/M_u). \qquad (3.346)$$

Здесь M — изгибающий момент, принимаемый, для 2-й схемы, равным нулю, для 3-й — со знаком «—»; M_u — предельный момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента.

Значения $\varphi_{w,\min}$ и $\varphi_{w,\max}$ характеризуют область, где продольная и поперечная арматура при разрушении элемента будет работать с полным расчетным сопротивлением.

Если значение φ_w, подсчитанное по формуле (3.344), менее $\varphi_{w,\min}$ (т. е. продольной арматуры принято слишком много по сравнению с поперечной и напряжения в ней при разрушении могут не достичь R_s), то в формуле (3.337) величи-

Таблица 3.22 **Проверка прочности элементов прямоугольного сечения, работающих на кручение с изгибом**

№ п п	Алгоритм
1	Проверяют условие (3 334) Если это условие выполняется, переходят к п. 2, иначе — необходимо изменить геометрические размеры сечения или класс бетона.
2	Если $T > 0{,}5Qb$, переходят к п 6, иначе — к п 3.
3	По формуле (3 265) вычисляют Q_w, а по формуле (3 275) — Q_b.
4	Проверяют условие (3 335).
5	Если условие (3 335) выполняется, проверку прочности нормальных сечений производят без учета кручения, иначе — необходимо изменить геометрические размеры сечения или класс бетона.
	Расчет по 1-й схеме
6	По формуле (3 338) вычисляют x
7	Если $x < 2a'$, принимают $x = 2a'$, если $x > \xi_R h_0$, проверяют условие (3 24)
8	По формуле (3 341) вычисляют χ, принимают $\varphi_q = 1$
9	По формуле (3 339) вычисляют δ
10	По формуле (3 340) вычисляют φ_w.
11	Определяют значение M_u
12	По формулам (3 345) и (3.346) определяют $\varphi_{w,\min}$ и $\varphi_{w,\max}$.
13	Если $\varphi_w > \varphi_{w,\max}$, принимают $\varphi_w = \varphi_{w,\max}$; если $\varphi_w < \varphi_{w,\min}$, принимают $\varphi_w = \varphi_{w,\min}$.
14	Методом последовательных приближений определяют значение c (из расчета, чтобы указанное значение было не более $2h + b$ и не более длины участка элемента, на котором усилия M, T и Q не меняют знака), так, чтобы левая часть неравенства (3.337) была минимальной
15	Если $\varphi_w < \varphi_{w,\min}$ (см п 13), переходят к п 16, иначе — к п 17.
16	По формуле $$(R_s A_{sp} + R_s A_s)\frac{\varphi_w}{\varphi_{w,\min}}(h_0 - 0{,}5x) \times \times \frac{1 + \varphi_{w,\min}\delta\lambda^2}{\lambda + \chi}$$ вычисляют правую часть неравенства (3 337).
17	Проверяют неравенство (3 337).
	Расчет по 2-й схеме
18	Проверяют условие $T < Qb$ Если это условие выполняется, переходят к п. 19, иначе — к п 20
19	Выполняют пп 3 5
20	Выполняют пп 6 7
21	По формуле (3 342) вычисляют коэффициент φ_q.

Продолжение табл 3.22

№ п п	Алгоритм
22	Выполняют пп. 9...14
23	Если $\varphi_w < \varphi_{w,\min}$ переходят к п 24, иначе — к п 25
24	По формуле $$(R_s A_{sp} + R_s A_s)\frac{\varphi_w}{\varphi_{w,\min}}(h_0 - 0{,}5x) \times \times \frac{1 + \varphi_{w,\min}\delta\lambda^2}{\varphi_q\lambda}$$ вычисляют правую часть неравенства (3 337).
25	Проверяют неравенство (3 337).
	Расчет по 3-й схеме
26	По формуле (3.339) вычисляют δ
27	Проверяют условие (3 347).
28	Если условие (3 347) не выполняется, переходят к п 29, иначе — конец.
29	Выполняют пп 6 и 7
30	По формуле (3.343) вычисляют χ
31	Выполняют пп. 10 . 14.
32	Если $\varphi_w < \varphi_{w\,\min}$, переходят к п 33, иначе — к п 34
33	Выполняют п 16
34	Проверяют неравенство (3.337), конец.

ну $(R_s A_{sp} + R_s A_s)$ умножают на отношение $\varphi_w/\varphi_{w,\min}$, а в числителе принимают $\varphi_w = \varphi_{w\,\min}$

Если значение φ_w, подсчитанное по формуле (3 344), более $\varphi_{w,\max}$ (т е поперечной арматуры принято слишком много и напряжения в ней при разрушении могут не достичь R_{sw}), то в расчет вводят усилие в поперечной арматуре, отвечающее граничному условию, т е $R_{sw}A_{w1}\varphi_{w,\max}/\varphi_w$

Если $T \leqslant 0{,}5Qb$ (где b — ширина грани сечения, перпендикулярной плоскости изгиба), вместо расчета по 2-й схеме производят расчет из условия (3 335)

Расчет по 3-й схеме не производят, если удовлетворяется условие

$$M > T/2\sqrt{\delta} \qquad (3.347)$$

Расчет прочности пространственного сечения с ненапрягаемой арматурой производят по формулам (3.337) ... (3.347) при $A_{sp} = A'_{sp} = 0$.

Проверку прочности пространственных сечений рекомендуется производить по алгоритму, приведенному в табл 3 22

Упрощенные способы расчета пространственных сечений. Необходимую из расчета по 2-й схеме интенсивность поперечной арматуры A_{w1}/s_w, расположенной у грани, параллельной плоскости изгиба (шириной h, рис. 3.52), допускается определять по формуле

$$\frac{A_{w1}}{s_w} = \varphi_w \frac{R_s A_{s,p2} + R_s A_{s2}}{R_{sw} h}, \qquad (3.348)$$

где

$$\varphi_w = B^2/4\delta_1, \qquad (3.349)$$

но не менее $B/\sqrt{8\delta_1}$;

T и Q — максимальные значения крутящего момента и поперечной силы на рассматриваемом участке; $A_{sp,2}$ и A_{s2} — площадь сечения всех продольных напрягаемых и ненапрягаемых

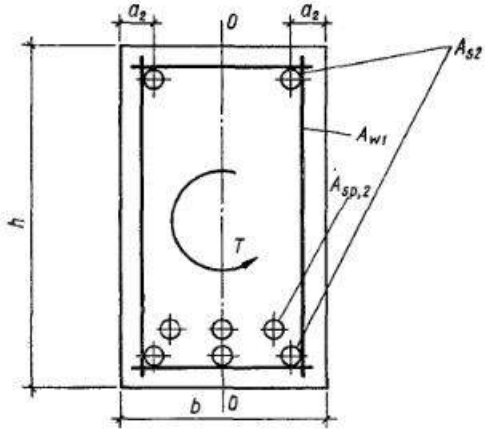


Рис. 3.52. Обозначения, принятые при упрощенном способе расчета на кручение с изгибом элементов прямоугольного сечения:
0—0 — плоскость действия изгибающего момента.

стержней, расположенных у грани элемента шириной h (параллельной плоскости изгиба).

В формуле (3.349)

$$B = \frac{T + 0{,}5Qb}{(R_s A_{sp,2} + R_s A_{s2})(b - 2a_2)}; \qquad (3.350)$$

$$\delta_1 = \frac{h}{2b + h}; \qquad (3.351)$$

при этом должно выполняться условие

$$B < \sqrt{6\delta_1}. \qquad (3.352)$$

Если усилия T и Q линейно уменьшаются от опоры к пролету, значение φ_w в формуле (3.348) рекомендуется определять с учетом разгружающего влияния внешней нагрузки по формуле

$$\varphi_w = \frac{B^2 - 4\varphi_q}{4\delta_1} \qquad (3.353)$$

и принимать не менее $B/\sqrt{8\delta_1 + 16\varphi_q}$, где

$$\varphi_q = \frac{h(m_T + 0{,}5pb)}{2(R_s A_{sp.2} + R_s A_{s2})(b - 2a_2)}, \qquad (3.354)$$

m_T и p — уменьшение усилий T и Q на единицу длины элемента.

В этом случае условие (3.352) заменяют условием

$$B < \sqrt{6\delta_1 + 16\varphi_q}. \qquad (3.355)$$

Для элементов, изгибающий момент в которых уменьшается от опоры к пролету (опорные зоны неразрезных балок, консоли), проверку прочности по продольной и поперечной арматуре, расположенной у растянутой от изгиба грани элемента шириной b (1-я расчетная схема), допускается производить из условий

$$M_{sup} \leqslant \varphi_1 (R_s A_{sp} + R_s A_s)(h_0 - 0{,}5x); \qquad (3.356)$$

$$T \leqslant \varphi_2 R_{sw} A_{w1} \frac{b}{s_w}(h_0 - 0{,}5x), \qquad (3.357)$$

где A_{sp}, A_s, A_{w1}, b, h_0 и x — значения, соответствующие 1-й расчетной схеме общего слу-

Таблица 3.23. **Значения коэффициента φ_1**

χ_{sup}	Значения φ_{q1}			
	0,9...0,7	0,5	0,4	0,3
9	1	0,95	0,93	0,9
7	0,98	0,94	0,91	0,88
5	0,97	0,92	0,89	0,84
4	0,97	0,91	0,87	0,82
3	0,96	0,88	0,84	0,77

чая расчета пространственного сечения; значение x определяют по формуле (3.338); M_{sup} и T — изгибающий и крутящий моменты в опорном сечении; φ_1 и φ_2 — коэффициенты, определяемые по табл. 3.23 и 3.24 в зависимости от значений:

$$\chi_{sup} = M_{sup}/T; \qquad (3.358)$$

$$\varphi_{q1} = Qb/2T, \qquad (3.359)$$

где Q — поперечная сила в опорном сечении.

При этом интенсивность поперечного армиро-

Таблица 3.24. **Значения коэффициента φ_2**

b/h	Значения χ_{sup}					
	>20	10	5	3 для значений φ_{q1}		
				0,9	0,7	0,5
0,3	1,35	1,26	1,2	1,4	1,3	1,2
0,5	1,7	1,6	1,5	1,65	1,54	1,44
0,7	1,94	1,85	1,72	1,82	1,72	1,64

вания A_{w1}/s_w по грани шириной b должна быть не менее интенсивности поперечного армирования по грани шириной h (рис. 3.52).

При значениях $\varphi_{q1} > 0{,}9$ проверка прочности из условий (3.356) и (3.357) может не производиться.

Проверку прочности по 1-й расчетной схеме рекомендуется производить в следующих случаях:

а) если в пролетном поперечном сечении с максимальным изгибающим моментом имеется крутящий момент; в этом случае рассчитывают пространственное сечение с серединой в этом поперечном сечении, а также ряд других пространственных сечений с бо́льшими крутящими

Таблица 3.25. **Значения коэффициента φ_3**

φ_{q1}	0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9
φ_3	2,76	2,70	2,62	2,54	2,44	2,32	2,20	2,08	2,0	2,08	2,38	1,13	5,56

моментами, если изгибающие моменты в середине этих сечений близки к максимальному;

б) если имеются участки с крутящими моментами, превышающими опорные крутящие моменты; в этом случае рассчитывают пространственное сечение с серединой его проекции в поперечном сечении с максимальным крутящим моментом.

В обоих случаях значение $\lambda = c/b$ принимают равным

$$\lambda = -\chi + \sqrt{\chi^2 + 1/\delta\varphi_w}, \qquad (3.360)$$

но не более $1/\delta$.

При этом пространственное сечение с длиной проекции $c = \lambda b$ не должно выходить за пределы длины элемента и длины участка с однозначной эпюрой T.

Проверку прочности по 3-й расчетной схеме рекомендуется производить следующим образом.

А. Для неразрезных балок рассматривают пространственное сечение с серединой его проекции в нулевой точке эпюры M и проверяют армирование у наименее армированной грани, нормальной к плоскости изгиба.

В этом случае прочность проверяют из условий: если $\varphi_w \leqslant 0{,}5$

$$T \leqslant (R_s A_{sp} + R_s A_s)(h_0 - 0{,}5x)\, 2\varphi_w \sqrt{2\delta}, \qquad (3.361)$$

если $\varphi_w > 0{,}5$

$$T \leqslant (R_s A_{sp} + R_s A_s)(h_0 - 0{,}5x)\, 2\sqrt{\varphi_w \delta}, \qquad (3.362)$$

где φ_w и δ определяют по формулам (3.344) и (3.339), T принимают по сечению в нулевой точке эпюры M. Длина проекции пространственного сечения, проверяемого из условия (3.361) или (3.362),

$$c = b/\sqrt{\varphi_w \delta} \qquad (3.363)$$

при φ_w не менее 0,5.

Если расположение нулевой точки эпюры M может изменяться при различных комбинациях нагрузок, то в расчете из условий (3.361) и (3.362) учитывают такое расположение нулевой точки, при котором расстояние ее от опоры a равно или больше $0{,}5c$, а усилие T имеет максимальное значение. Если нулевая точка не может отстоять от опоры дальше, чем на расстоянии $0{,}5c$, расчет по 3-й расчетной схеме ведут общим методом, при этом принимают

$$\lambda = 2a/b. \qquad (3.364)$$

Б. Для шарнирно опертых балок рассматривают пространственное сечение, начинающееся у опоры.

В этом случае прочность проверяют из условия

$$T \leqslant R_{sw} A_{w1} \frac{b}{s_w} (h_0 - a')\sqrt{\delta}\,\varphi_3, \qquad (3.365)$$

где при $\varphi_{q1} \geqslant 0{,}35$

$$\varphi_3 = \frac{0{,}5}{\varphi_{q1}(1 - \varphi_{q1})}, \qquad (3.366)$$

а при $\varphi_{q1} < 0{,}35$

$$\varphi_3 = 2{,}83\,\frac{1 - \varphi_{q1}\sqrt{2}}{1 - \varphi_{q1}}. \qquad (3.367)$$

Значение φ_{q1} определяют по формуле (3.359). Усилия Q и T принимают по опорному сечению. Значение A_{w1} принимают по сжатой от изгиба грани.

Расчет элементов прямоугольного сечения с ненапрягаемой арматурой производят по формулам (3.334) ... (3.367) при $A_{sp} = A'_{sp} = 0$.

Значение φ_3 допускается определять по табл. 3.25.

Пример 3.24. Дано: ригель перекрытия с поперечным сечением приопорного участка по рис. 3.53, *а*; эпюры изгибающих и крутящих моментов и эпюра поперечных сил по рис. 3.53; бетон тяжелый класса *B*30 ($R_b = 17{,}0$ МПа); поперечная и верхняя продольная арматура класса A-III ($R_s = R_{sc} = 365$ МПа; $R_{sw} = 290$ МПа); нижняя продольная арматура напрягаемая класса A-IV ($R_s = 510$ МПа). Предварительное напряжение с учетом всех потерь при $\gamma_{sp} > 1$ $\sigma'_{sp} = 380$ МПа. Вертикальные и горизонтальные хомуты диаметром 16 мм, шагом 0,1 м на приопорном участке и 0,2 м — в пролете.

Требуется проверить прочность ригеля на совместное действие кручения и изгиба по 1-й и 3-й расчетным схемам.

Расчет. Расчетное сопротивление бетона с учетом коэффициента $\gamma_{b2} = 1{,}1$

$$R_b\gamma_{b2} = 17{,}0 \cdot 1{,}1 = 18{,}7 \text{ МПа}.$$

Так как в пределах высоты имеются выступы, нижние и верхние грани которых не являются продолжением соответствующих граней элемента, расчет ведем без учета этих выступов как для прямоугольного сечения, принимая $b = 0{,}3$ м. Тогда: $a_{sp} = 0{,}08 + 0{,}5 \cdot 0{,}04 = 0{,}1$ м; $a'_s = 0{,}05 + 0{,}1/3 = 0{,}083$ м; $h_0 = 0{,}8 - 0{,}1 = 0{,}7$ м; $\sigma_{sc} = \sigma_{sc,u} - \sigma'_{sp} = 400 - 380 = 20$ МПа.

Проверку прочности пространственного сечения производим по алгоритму, приведенному в табл. 3.22.

По формуле (3.334) $0{,}1 \cdot 18{,}7 \cdot 10^6 \cdot 0{,}3^2 \times 0{,}8 = 0{,}135 \cdot 10^6$ Н · м = 135 кН · м $> T = 100$ кН · м, переходим к п. 2.

Так как $0{,}5Qb = 0{,}5 \cdot 486 \cdot 10^3 \cdot 0{,}3 = 72{,}9 \cdot 10^3$ Н · м = 72,9 кН · м $< T = 100$ кН · м, переходим к п. 6.

По формуле (3.338)

$$x = \frac{365 \cdot 10^6 \cdot 48{,}26 \cdot 10^{-4} - 20 \cdot 10^6 \cdot 18{,}47 \cdot 10^{-4}}{18{,}7 \cdot 10^6 \cdot 0{,}3} = 0{,}307 \text{ м},$$

переходим к п. 7.

По табл. 3.8 для бетона класса $B30$ и арматуры класса А-III $\xi_R = 0{,}518$.

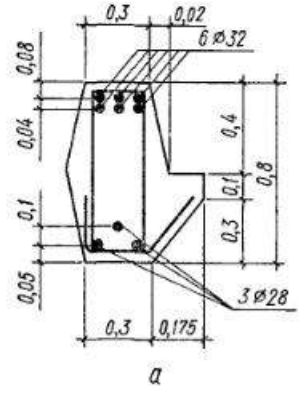


Рис. 3.53. К примеру 3.24 (размеры в м):

а — поперечное сечение в приопорном участке; *б* — расчетная схема ригеля; *в*, *г* — эпюры M и Q при комбинации нагрузок (включая ветровую), невыгоднейшей для опорного сечения; *д* — эпюра M при комбинации нагрузок, невыгоднейшей для пролетного сечения (ветровая нагрузка не учитывается); *е* — эпюра T от вертикальной нагрузки

Так как $x = 0{,}307$ м $> 2a'_s = 2 \cdot 0{,}083 = 0{,}166$ м и $x = 0{,}307$ м $< \xi_R h_0 = 0{,}518 \cdot 0{,}70 = 0{,}363$ м, переходим к п. 8.

По формуле (3.341)

$$\chi = \frac{800}{100} = 8, \text{ переходим к п. 9.}$$

По формуле (3.339)

$$\delta = \frac{0{,}3}{2 \cdot 0{,}8 + 0{,}3} = 0{,}158, \text{ переходим к п. 10.}$$

По формуле (3.344)

$$\varphi_w = \frac{290 \cdot 10^3 \cdot 2{,}01 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}3}{365 \cdot 10^6 \cdot 48{,}26 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}1} = 0{,}099,$$

переходим к п. 11.

По формуле (3.23) (правая часть неравенства):

$M_u = 18{,}7 \cdot 10^6 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}307\,(0{,}7 - 0{,}5 \cdot 0{,}307) + 20 \cdot 10^6 \cdot 18{,}47 \cdot 10^{-4} = 0{,}978 \cdot 10^6$ Н · м = 978 кН · м, переходим к п. 12.

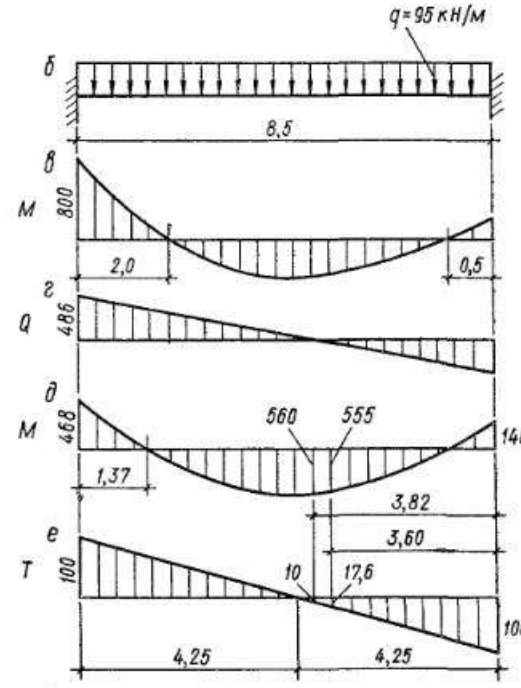
По формулам (3.345) и (3.346):

$$\varphi_{w,\min} = 0{,}5\left(1 - \frac{800}{978}\right) = 0{,}091;$$

$$\varphi_{w,\max} = 1{,}5\left(1 - \frac{800}{978}\right) = 0{,}270,$$

переходим к п. 13.

Так как $\varphi_{w,\min} = 0{,}091 < \varphi_w = 0{,}099 < \varphi_{w,\max} = 0{,}27$, переходим к п. 14.



По формуле (3.360) определяем величину λ, соответствующую невыгоднейшему значению c:

$$\lambda = -8 + \sqrt{8^2 + \frac{1}{0{,}158 \cdot 0{,}101}} = 3{,}31,$$

переходим к п. 15, затем к п. 17.

Проверяем неравенство (3.337). Так как $365 \cdot 10^6 \cdot 48{,}26 \cdot 10^{-4}\,(0{,}7 - 0{,}5 \cdot 0{,}307) \times \frac{1 + 0{,}099 \cdot 0{,}158 \cdot 3{,}31^2}{1 \cdot 3{,}31 + 8} = 99{,}7 \cdot 10^3$ Н · м = 99,7 кН · м $\simeq T = 100$ кН · м, прочность приопорного участка по 1-й расчетной схеме обеспечена.

Аналогичным образом проверяют прочность пространственного сечения по 1-й расчетной схеме с серединой в поперечном сечении с максимальным изгибающим моментом в пролете (эпюра M, см. рис. 3.53), а также в поперечном сечении на расстоянии 3,5 м от правой опоры. В последнем случае изгибающий момент близок к максимальному, а крутящий — достаточно значителен.

Проверяем прочность пространственного сечения по 3-й расчетной схеме, принимая середи-

ну пространственного сечения в нулевой точке эпюры M. В этом сечении

$$T = 100\,\frac{4{,}25 - 2{,}0}{4{,}25} = 52{,}9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Если не учитывать три верхних обрываемых стержня, наименее армированной гранью следует считать верхнюю, поскольку

$$R_s A_s = 365 \cdot 10^6 \cdot 24{,}13 \cdot 10^{-4} = 0{,}88 \cdot 10^6 \text{ Н} <$$

$$< R_s A_{sp} = 510 \cdot 10^6 \cdot 18{,}47 \cdot 10^{-4} = 0{,}94 \cdot 10^6 \text{ Н}.$$

Тогда:

$$a_{sp} = 0{,}08 \text{ м}; \quad h_0 = 0{,}8 - 0{,}08 = 0{,}72 \text{ м};$$

$$a_s' = 0{,}083 \text{ м}.$$

Шаг и диаметр поперечных стержней принимаем как для приопорного участка.

По формуле (3.339) $\delta = 0{,}158$, переходим к п. 27.

Так как условие (3.347) не удовлетворяется ($M = 0$), переходим к п. 29.

По формуле (3.338)

$$365 \cdot 10^6 \cdot 24 \cdot 13 \cdot 10^{-4} -$$

$$x = \frac{-20 \cdot 10^6 \cdot 18{,}47 \cdot 10^{-4}}{18{,}7 \cdot 10^6 \cdot 0{,}3} = 0{,}15 \text{ м}.$$

Так как $x = 0{,}15$ м $< 2a_s' = 2 \cdot 0{,}083 =$ $= 0{,}166$ м, принимаем $x = 2a_s' = 0{,}166$ м, переходим к п. 30.

По формуле (3.343) $\chi = 0$, переходим к п. 31.

По формуле (3.344)

$$\varphi_w = \frac{290 \cdot 10^6 \cdot 2{,}01 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}3}{365 \cdot 10^6 \cdot 24{,}13 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}1} = 0{,}199.$$

Так как $M = 0$, находим $\varphi_{w,\max} = 1{,}5$; $\varphi_{w,\min} = 0{,}5$. Так как $\varphi_w = 0{,}199 < \varphi_{w,\min} =$ $= 0{,}5$, принимаем $\varphi_w = \varphi_{w,\min} = 0{,}5$.

По формуле (3.360)

$$\lambda = -0 + \sqrt{0 + \frac{1}{0{,}158 \cdot 0{,}5}} = 3{,}56,$$

переходим к п. 33, а затем к п. 34.

Вычисляем правую часть неравенства (3.337):

$$365 \cdot 10^6 \cdot 24{,}13 \cdot 10^{-4} \cdot \frac{0{,}199}{0{,}5}\,(0{,}72 -$$

$$- 0{,}5 \cdot 0{,}166)\,\frac{1 + 0{,}5 \cdot 0{,}158 \cdot 3{,}56^2}{3{,}56 + 0} =$$

$$= 126 \cdot 10^3 \text{ Н} \cdot \text{м} = 126 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Так как 126 кН · м $> T = 52{,}9$ кН · м, прочность сечения по 3-й расчетной схеме обеспечена.

Элементы таврового, двутаврового и других сечений, имеющих входящие углы. Поперечное сечение элемента следует разбивать на ряд прямоугольников (рис. 3.54), при этом, если высота свесов полок или ширина ребра переменны, следует принимать среднюю высоту свесов или ширину ребра.

Размеры поперечного сечения должны удовлетворять условию

$$T \leqslant 0{,}1 R_b \Sigma b_i^2 h_i, \qquad (3.368)$$

где h_i и b_i — соответственно больший и меньший размеры каждого из составляющих сечение прямоугольников.

Кроме того, должно соблюдаться условие (3.259).

Если в пределах высоты сечения имеются полки (выступы), нижние и верхние грани которых не являются продолжением соответствующих граней элемента, то расчет ведут без учета этих полок как для элемента прямоугольного сечения.

Расчет тавровых, двутавровых, Г-образных и т. п. сечений проводят для схем расположения сжатой зоны пространственного сечения, указанных на рис. 3.55...3.57. При этом проверяют продольную и поперечную арматуру, расположенную в растянутой зоне.

Для любой из этих схем расчет пространственного сечения производят из условия

$$T \leqslant \frac{(R_s A_{sp} + R_s A_s)\,(h_0 - 0{,}5x) + R_{sw} A_{sw1}\,\dfrac{cb_t}{s_w b}\,(h_{0w} - 0{,}5x)}{\varphi_q \dfrac{c}{b} + \chi}, \qquad (3.369)$$

где A_{sp}, A_s, h_0, b и x — значения, соответствующие рассматриваемой расчетной схеме рис. 3.55...3.57; значение x определяют как для плоского сечения изгибаемого элемента; при расчете по 2-й схеме (рис. 3.55, *в*; 3.56, *в*; 3.57, *в* и *г*) не учитывают сжатые свесы полки, выступающие за грань полки, которая имеет меньшую ширину, либо за грань стенки (при отсутствии другой сжатой полки); A_{sw1} и s_w — пло-

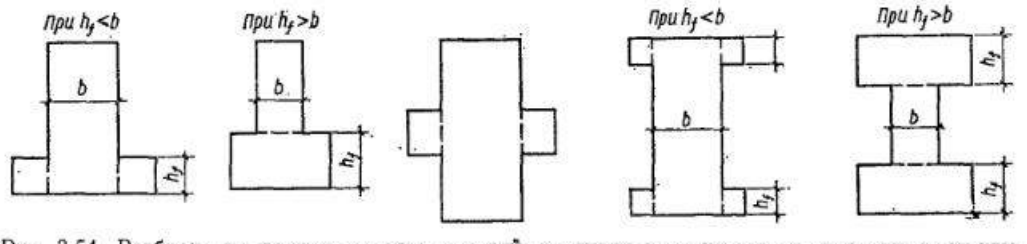


Рис. 3.54. Разбивка на прямоугольники сечений, имеющих входящие углы, при расчете на кручение с изгибом.

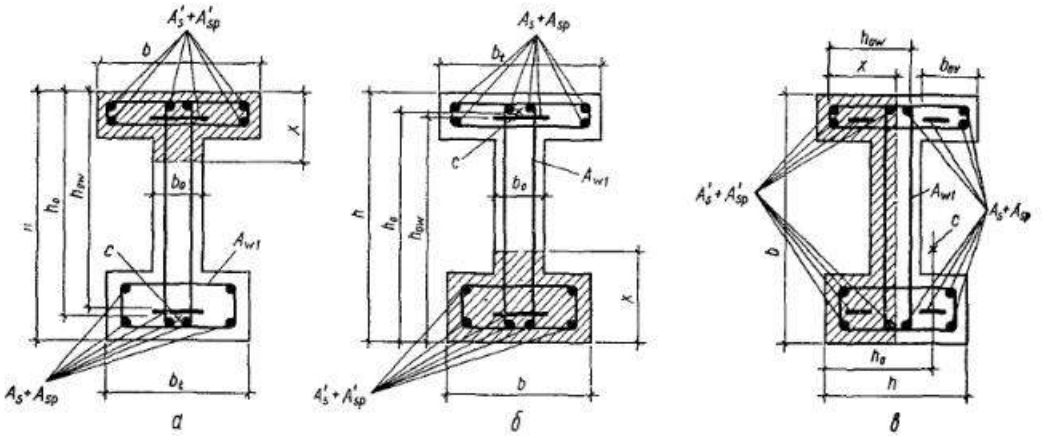


Рис. 3.55. Схемы расположения сжатой зоны в пространственном сечении железобетонного элемента двутаврового сечения, работающего на кручение с изгибом:

а — 1-я схема, *б* — 3-я схема, *в* — 2-я схема; *С* — центр тяжести продольной растянутой арматуры

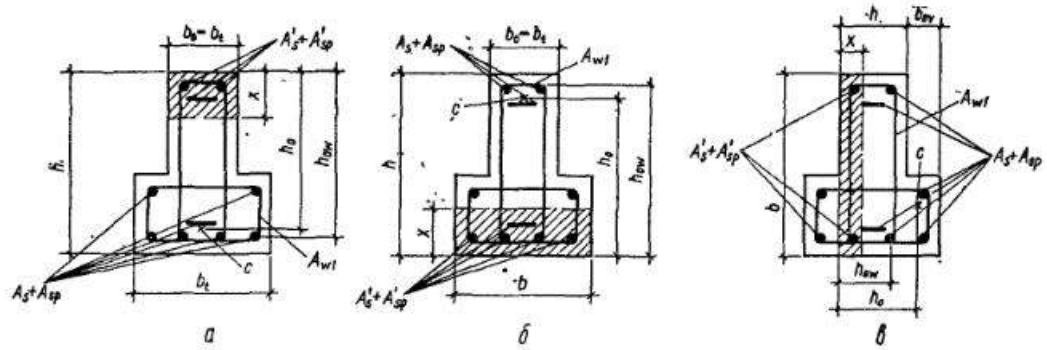


Рис. 3.56. Схемы расположения сжатой зоны в пространственном сечении железобетонного элемента таврового сечения, работающего на кручение с изгибом:

а — 1-я схема; *б* — 3-я схема, *в* — 2-я схема; *С* — центр тяжести продольной растянутой арматуры.

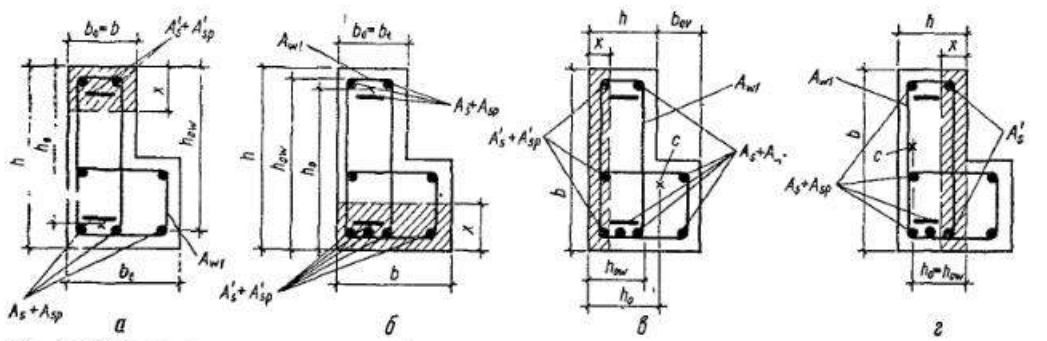


Рис. 3.57. Схема расположения сжатой зоны в пространственном сечении железобетонного элемента Г-образного сечения, работающего на кручение с изгибом:

а — 1-я схема; *б* — 3-я схема; *в*, *г* — 2-я схема; *С* — центр тяжести продольной растянутой арматуры.

щадь поперечных стержней, расположенных в одном поперечном сечении в растянутой зоне (при данной расчетной схеме), и шаг этих стержней; c — длина проекции линии, ограничивающей сжатую зону пространственного сечения, на продольную ось элемента, принимаемая равной: для 1-й и 3-й схем (рис. 3.55, *а* и *б*; 3.56, *а* и *б*; 3.57, *а* и *б*)

$$c = 2h + b + 2b_t - 2b_0; \qquad (3.370)$$

для 2-й схемы (рис. 3.55, *в*; 3.56, *в*; 3.57, *в*)

$$c = 2h + 2b_{0v} + b; \qquad (3.371)$$

Таблица 3.26. **Проверка прочности элементов таврового, двутаврового и других сечений, работающих на кручение с изгибом**

№ п.п	Алгоритм
1	Проверяют условие (3.368). Если это условие выполняется, переходят к п. 2, иначе — необходимо изменить геометрические размеры сечения или класс бетона.
2	Проверяют условие (3.259). Если это условие выполняется, переходят к п. 3, иначе — необходимо изменить геометрические размеры сечения или класс бетона.
	Расчет по 1-й схеме
3	По формуле (3.370) вычисляют c.
4	По формуле (3.341) вычисляют χ; принимают $\varphi_q = 1$.
5	По формуле (3.373) вычисляют $\varphi_{w,\min}$.
6	Если $\varphi_{w,\min} \geqslant 0{,}02$, переходят к п. 7, иначе — принимают $\varphi_{w,\min} = 0{,}02$.
7	Проверяют неравенство $R_s A_{sp} + R_s A_s \leqslant R_{sw} A_{w1} b/\varphi_{w,\min} s_w$. Если указанное неравенство выполняется, переходят к п. 8, иначе — принимают $R_s A_{sp} + R_s A_s = R_{sw} A_{w1} b/\varphi_{w,\min} s_w$.
8	Высоту сжатой зоны x определяют: если нулевая линия проходит в полке — по формуле (3.22), если в ребре — по формуле (3.48) (см. табл. 3.6 и 3.7).
9	Проверяют условие (3.369).
	Расчет по 2-й схеме
10	По формуле (3.371) вычисляют c.
11	По формуле (3.342) вычисляют φ_q.
12	Принимают $\chi = 0$, $\varphi_{w,\min} = 0{,}5$.
13...15	Выполняют пп. 7...9.
	Расчет по 3-й схеме
16	По формуле (3.370) вычисляют c.
17	Проверяют условие (3.372).
18	Если условие (3.372) не выполняется, переходят к п. 19, иначе — конец.
19	По формуле (3.343) вычисляют χ.
20	Принимают $\varphi_q = 1$, $\varphi_{w,\min} = 0{,}2$.
21...23	Выполняют пп. 7...9; конец.

при этом длина c не должна выходить за пределы элемента, а также участка его длины с однозначными эпюрами внешних усилий, учитываемых в формуле (3.369); h_{0w} — расстояние от наиболее сжатой (при данной расчетной схеме) грани до равнодействующей усилий в поперечных стержнях растянутой зоны.

Расчет по 3-й схеме не производят, если удовлетворяется условие

$$M > Tc/b. \qquad (3.372)$$

Для участков, в которых $T \leqslant 0{,}5Qb$, следует также проверять условия (3.335) и (3.336).

Учитываемое в расчете значение $(R_s A_{sp} + R_s A_s)$ принимают не более

$$\frac{R_{sw} A_{w1}}{\varphi_{w,\min}} \cdot \frac{b}{s_w},$$

где значение $\varphi_{w,\min}$ при расчетной схеме

$$1\text{-й} - \varphi_{w,\min} = \frac{0{,}2}{1 + 2\chi\sqrt{b/c}} \cdot \frac{b}{b_t}, \qquad (3.373)$$

но не менее 0,02;

2-й — $\varphi_{w,\min} = 0{,}3$; 3-й — $\varphi_{w,\min} = 0{,}2$.

Расчет элементов таврового и двутаврового сечений с ненапрягаемой арматурой производят из условия (3.369) при $A_{sp} = 0$.

Проверку прочности элементов таврового, двутаврового и других сечений, имеющих входящие углы, рекомендуется производить по алгоритму, приведенному в табл. 3.26.

Пример 3.25. Дано: балка перекрытия с поперечным сечением по рис. 3.58, *а*, эпюры крутящих и изгибающих моментов и эпюра расчетных поперечных сил по рис. 3.58, *б*; бетон легкий класса $B25$, марка по плотности $D1800$ ($R_b = 14{,}5$ МПа, $E_b = 18{,}0 \cdot 10^3$ МПа); продольная и поперечная арматура класса A-III ($R_s = R_{sc} = 365$ МПа, $R_{sw} = 290$ МПа).

Требуется проверить прочность балки на совместное действие кручения и изгиба.

Расчет. Расчетное сопротивление бетона с учетом коэффициента $\gamma_{b2} = 0{,}9$

$$R_b\gamma_{b2} = 14{,}5 \cdot 0{,}9 = 13{,}05 \text{ МПа}.$$

Проверку прочности производим по алгоритму, приведенному в табл. 3.26.

Проверяем условие (3.368). Так как $0{,}1 \times 13{,}05 \cdot 10^6 (0{,}2^2 \cdot 0{,}4 + 0{,}35^2 \cdot 0{,}4) = 84{,}8 \cdot 10^3$ Н · м $= 84{,}8$ кН · м $> T = 40$ кН · м, переходим к п. 2.

Проверяем условие (3.259). Для этого по формуле (3.260) вычисляем

$$\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot \frac{2 \cdot 10^5}{18{,}0 \cdot 10^3} \cdot \frac{1{,}54 \cdot 10^{-4}}{0{,}2 \cdot 0{,}1} = 1{,}43,$$

а по формуле (3.262) —

$$\varphi_{b1} = 1 - 0{,}02 \cdot 13{,}05 = 0{,}739.$$

Тогда: $0{,}3 \cdot 1{,}43 \cdot 0{,}739 \cdot 13{,}05 \cdot 10^6 \cdot 0{,}2 \times 0{,}75 = 621 \cdot 10^3$ Н $= 621$ кН $> Q = 280$ кН, переходим к п. 3.

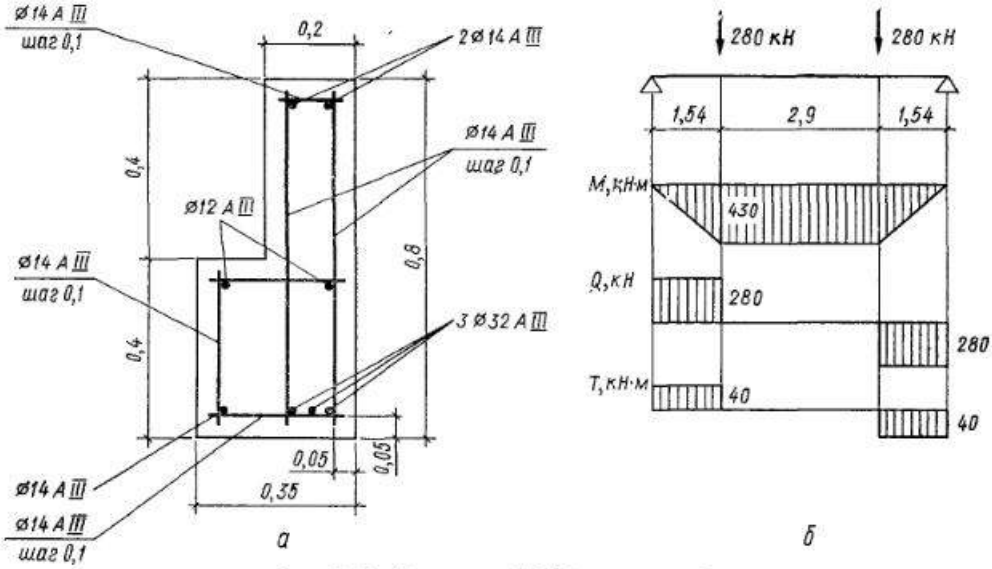


Рис. 3.58. К примеру 3.25 (размеры в м).

При расчете по 1-й схеме принимаем:
$h = 0{,}8$ м; $h_0 = h_{0w} = 0{,}75$ м; $b = b_0 = 0{,}2$ м;

$b_f = 0{,}35$ м; $A_s = 24{,}13 \cdot 10^{-4}$ м² (3 Ø 32);

$A_s' = 3{,}08 \cdot 10^{-4}$ м² (2 Ø 14);

$A_{w1} = 1{,}54 \cdot 10^{-4}$ м² (Ø 14); $s_w = 0{,}1$ м.

По формуле (3.370) $c = 2 \cdot 0{,}8 + 0{,}2 + 2 \cdot 0{,}35 - 2 \cdot 0{,}2 = 2{,}1$ м.

Так как $c = 2{,}1$ м превышает длину участка с однозначной эпюрой T, принимаем $c = 1{,}54$ м. Значения M и T в сечении на расстоянии $c/2$ от опоры равны соответственно 215 и 40 кН · м; переходим к п. 4. По формуле (3.341)

$$\chi = \frac{215}{40} = 5{,}38; \quad \varphi_q = 1, \text{ переходим к п. 5.}$$

По формуле (3.373)

$$\varphi_{w,\min} = \frac{0{,}2}{1 + 2 \cdot 5{,}38\sqrt{0{,}2/1{,}54}} \cdot \frac{0{,}2}{0{,}35} = 0{,}0234, \text{ переходим к п. 6.}$$

Так как $\varphi_{w,\min} = 0{,}0234 > 0{,}02$, переходим к п. 7. Проверяем неравенство

$$R_s A_s = 365 \cdot 10^6 \cdot 24{,}13 \cdot 10^{-4} = 881 \cdot 10^3 \text{ Н} < \frac{R_{sw} A_{w1}}{\varphi_{w,\min}} \cdot \frac{b}{s_w} = \frac{290 \cdot 10^6 \cdot 1{,}54 \cdot 10^{-4}}{0{,}0234} \cdot \frac{0{,}2}{0{,}1} = 382 \cdot 10^4 \text{ Н}.$$

Так как указанное неравенство выполняется, переходим к п. 8.

Высоту сжатой зоны определяем как для прямоугольного сечения по формуле (3.22)

$$x = \frac{365 \cdot 10^6 \cdot 24{,}13 \cdot 10^{-4} - 365 \cdot 10^6 \cdot 3{,}08 \cdot 10^{-4}}{13{,}05 \cdot 10^6 \cdot 0{,}2} = 0{,}294 \text{ м}.$$

Так как $x = 0{,}294 \text{ м} < \xi_R h_0 = 0{,}552 \cdot 0{,}75 = 0{,}414$ м, переходим к п. 9.

Проверяем условие (3.369). Так как

$$\frac{365 \cdot 10^6 \cdot 24{,}13 \cdot 10^{-4}(0{,}75 - 0{,}5 \cdot 0{,}294) + 290 \cdot 10^6 \cdot 1{,}54 \cdot 10^{-4} \frac{1{,}54 \cdot 0{,}35}{0{,}1 \cdot 0{,}2} \times (0{,}75 - 0{,}5 \cdot 0{,}294)}{1 \cdot \frac{1{,}54}{0{,}1} + 5{,}38} = 96{,}1 \cdot 10^3 \text{ Н} \cdot \text{м} = 0{,}96, \text{ 1 кН} \cdot \text{м} > T = 40 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

прочность по 1-й схеме обеспечена.

При расчете по 2-й схеме принимаем: $h = 0{,}2$ м; $h_0 = h_{0w} = 0{,}2 - 0{,}05 = 0{,}15$ м; $b = 0{,}8$ м; $b_{0w} = 0{,}15$ м; $A_s = A_s' = 10{,}71 \times 10^{-4}$ м² (1 Ø 32 + 1 Ø 12 + 1 Ø 14); $A_{w1} = 1{,}54 \cdot 10^{-4}$ м² (Ø14); $s_w = 0{,}1$ м.

По формуле (3.371)

$c = 2 \cdot 0.2 + 2 \cdot 0{,}15 + 0{,}8 = 1{,}5 \text{ м} < 1{,}54$ м.

Значения T и Q в сечении на расстоянии $c/2$ от опоры равны соответственно 40 кН · м и 280 кН, переходим к п. 11.

По формуле (3.342)

$$\varphi_q = 1 + \frac{280 \cdot 0{,}2}{2 \cdot 40} = 1{,}7; \text{ переходим к п. 12.}$$

Принимаем $\chi = 0$, $\varphi_{w,\min} = 0{,}3$, переходим к п. 13.

Проверяем неравенство

$$R_s A_s = 365 \cdot 10^6 \cdot 10{,}71 \cdot 10^{-4} = 39 \cdot 10^3 \text{ Н} < \frac{R_{sw} A_{w1} b}{\varphi_{w,\min} s_w} = \frac{290 \cdot 10^6 \cdot 1{,}54 \cdot 10^{-4}}{0{,}3} \cdot \frac{0{,}8}{0{,}1} = 119 \cdot 10^4 \text{ Н}.$$

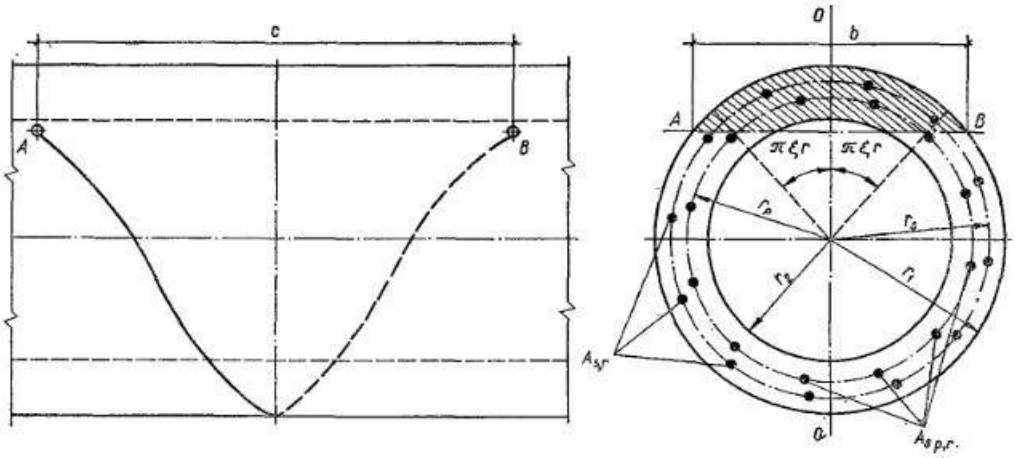


Рис. 3.59. Пространственное сечение железобетонного элемента кольцевого поперечного сечения, работающего на кручение с изгибом:

0—0 — плоскость действия изгибающего момента; $A-B$ — линия, ограничивающая сжатую зону.

Так как указанное неравенство выполняется, переходим к п. **14**.

Высота сжатой зоны без учета сжатой арматуры

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{365 \cdot 10^6 \cdot 10{,}71 \cdot 10^{-4}}{13{,}05 \cdot 10^6 \cdot 0{,}8} = 0{,}037 \text{ м};$$

переходим к п. 15.

Проверяем условие (3.369). Так как

$$365 \cdot 10^6 \cdot 10{,}71 \cdot 10^{-4}(0{,}15 - 0{,}5 \cdot 0{,}037) + \\ + 290 \cdot 10^6 \cdot 1{,}54 \cdot 10^{-4}\frac{1{,}5}{0{,}1}(0{,}15 - 0{,}5 \cdot 0{,}037) \\ 1{,}7 \cdot 1{,}5/0{,}8 + 0 = \\ = 43{,}8 \cdot 10^3 \text{ Н} \cdot \text{м} = 43{,}8 \text{ кН} \cdot \text{м} > T = \\ = 40 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

прочность по 2-й схеме обеспечена.

При расчете по 3-й схеме принимаем: $h = 0{,}8$ м; $h_0 = h_{0x} = 0{,}75$ м; $b_0 = b_1 = 0{,}2$ м; $b = 0{,}35$ м; $A_s = 3{,}08 \cdot 10^{-4}$ м^2; $A_s' = 24{,}13 \cdot 10^{-4}$ м^2; $A_{w1} = 1{,}54 \cdot 10^{-4}$ м^2; $s_w = 0{,}1$ м.

По формуле (3.370) $c = 2 \cdot 0{,}8 + 0{,}35 + 2 \cdot 0{,}2 - 2 \cdot 0{,}2 = 1{,}95$ м $> 1{,}54$ м.

Принимаем аналогично с расчетом по 1-й схеме $c = 1{,}54$ м; $T = 40$ кН · м; $M = 215$ кН · м; переходим к п. 17.

Проверяем условие (3.372). $40\,\frac{1{,}54}{0{,}35} = 176$ кН · м $< M = 215$ кН · м; переходим к п. 18. Так как условие (3.372) удовлетворяется, расчет по 3-й схеме не производится.

Элементы кольцевого сечения с продольной арматурой, равномерно распределенной по окружности. Размеры поперечного кольцевого сечения элемента должны удовлетворять условию

$$T \leqslant 0{,}08 R_b \pi (r_1^3 - r_2^3), \qquad (3.374)$$

где r_1 и r_2 — радиусы кольцевого сечения соответственно наружный и внутренний.

Расчет пространственного сечения (рис. 3.59) производят из условия

$$T \leqslant \frac{(R_s A_{sp,r} r_p + R_s A_{s,r} r_s)(B_1 + B_2 \varphi_w \lambda^2)}{\lambda + \chi}, \qquad (3.375)$$

где $A_{sp,r}$ и $A_{s,r}$ — площадь сечения всей продольной напрягаемой и ненапрягаемой арматуры; r_p и r_s — радиусы окружности, проведенные через центры тяжести продольных стержней соответственно напрягаемой и ненапрягаемой арматуры; B_1 и B_2 — коэффициенты, определяемые по формулам:

$$B_1 = \frac{M_u}{R_s A_{sp,r} r_p + R_s A_{s,r} r_s}; \qquad (3.376)$$

$$B_2 = \frac{b}{2\pi r_p}\left\{1 - \frac{b}{2\pi r_p (1 - \xi_r)} \times \right. \\ \left. \times \left[\frac{\sin \pi \xi_r}{\pi (1 - \xi_r)} + \cos \pi \xi_r\right]\right\}; \qquad (3.377)$$

M_u — предельный изгибающий момент при чистом изгибе, принимаемый равным правой части условия (3.138); ξ_r — относительная площадь сжатой зоны бетона, определяемая по формуле (3.140) или (3.148) при $N = 0$,

$$\varphi_w = \frac{R_{sw} A_{wi}}{R_s A_{sp,r} r_p + R_s A_{s,r} r_s} \cdot \frac{2\pi r_p^2}{s_w}, \qquad (3.378)$$

но не менее

$$\varphi_{w,\min} = \frac{0{,}5}{1 + \chi} \qquad (3.379)$$

и не более

$$\varphi_{w,\max} = \frac{1{,}5}{1 + \chi}. \qquad (3.380)$$

Если $\varphi_w < \varphi_{w,\min}$, в расчетных формулах следует величину $(R_s A_{sp,r} r_p + R_s A_{s,r} r_s)$ умножать на отношение $\varphi_w / \varphi_{w,\min}$.

Коэффициент χ определяют по формуле (3.341), коэффициент λ — по формуле (3.340), где b и c — длина проекции линии, ограничивающей сжатую зону, соответственно на поперечное сечение элемента и на его продольную ось (см. рис. 3.58)

$$b = 2r_1 \sqrt{1 - (r_p/r_1)^2 \cos^2 \pi\xi_r}. \quad (3.381)$$

По поводу c необходимо иметь в виду следующее.

Проверку условия (3.375) производят для пространственных сечений, в которых длина проекции $c = \lambda b$ не выходит за пределы длины элемента, а также участка, на котором учитываемые в расчете усилия не меняют знака и, кроме того, значение c принимается не более

$$2\pi r_1 (1 - \xi_r). \quad (3.382)$$

Для элементов с постоянным сечением по длине рекомендуется проверять несколько пространственных сечений, начинающихся от нормального сечения с наибольшим значением T, а при постоянных значениях T — от сечения с максимальными значениями M.

Для элементов с переменным сечением по длине рекомендуется проверять несколько пространственных сечений, расположенных в разных местах по длине и при значениях λ, равных

$$\lambda = -\chi + \sqrt{\chi^2 + B_1/B_2\varphi_w}, \quad (3.383)$$

при этом длина проекции $c = \lambda b$ не должна выходить за пределы длины элемента, а размеры r_1, r_2, r_p и r_s принимают для поперечного сечения, расположенного посредине пространственного.

Расчет железобетонных элементов на местное действие нагрузки

Местное сжатие

На участках опирания колонн и тяжело нагруженных ферм и балок, при применении напрягаемой арматуры с анкерами на концах, под центрирующими прокладками в стыках колонн и в ряде других случаев требуется проверка прочности бетона на местное сжатие (смятие). Если прочность бетона оказывается недостаточной применяют местное косвенное армирование бетона сварными сетками.

Расчет на местное сжатие по рекомендациям действующих норм производят по единой зависимости как для элементов без косвенного армирования, так и для элементов, усиленных косвенным армированием. Стыкуется эта зависимость и с методикой расчета внецентренно-сжатых железобетонных элементов с косвенным армированием.

При расчете на местное сжатие элементов без косвенного армирования должно выполняться условие

$$N \leqslant \Psi_{loc} R_{b,loc} A_{loc,1}, \quad (3.384)$$

где N — продольная сжимающая сила от внешней нагрузки; A_{loc} — площадь смятия; Ψ_{loc} — коэффициент, принимаемый при распределении местной нагрузки на площади смятия равномерном — 1; неравномерном (под концами балок, прогонов, перемычек) — 0,75 (для тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов) и 0,5 (для ячеистого); $R_{b,loc}$ — расчетное сопротивление бетона смятию, определяемое по формуле

$$R_{b,loc} = \alpha \varphi_{loc,b} R_b, \quad (3.385)$$

где для бетонов классов ниже $B25$ $\alpha = 1$, классов $B25$ и выше $\alpha = 13{,}5 R_{bt}/R_b$;

$$\varphi_{loc,b} = \sqrt[3]{A_{loc,2}/A_{loc,1}}, \quad (3.386)$$

но не более следующих значений: при схеме приложения нагрузки по рис. 3.60, *а*, *в*, *г*, *е*, *и* для бетонов тяжелого, мелкозернистого и легкого классов выше $B2{,}5...1{,}5$; ячеистого и легкого классов $B2{,}5$ и ниже — 1,2; при схеме приложения нагрузки по рис. 3.60, *б*, *д*, *ж* независимо от вида и класса бетона — 1; R_b — расчетное сопротивление сжатию как для бетонных элементов (с коэффициентом условий работы $\gamma_{b9} = 0{,}9$); $A_{loc,2}$ — расчетная площадь, определяемая по рис. 3.60. В расчетную площадь $A_{loc,2}$ включают участок, симметричный по отношению к площади смятия (см. рис. 3.60). При этом должны выполняться следующие правила:

при местной нагрузке по всей ширине элемента b в расчетную площадь включают участок длиной не более b в каждую сторону от границы местной нагрузки (см. рис. 3.60, *а*);

при местной краевой нагрузке по всей ширине элемента расчетная площадь $A_{loc,2}$ равна площади смятия $A_{loc,1}$ (см. рис. 3.60, *б*);

при местной нагрузке в местах опирания концов прогонов и балок в расчетную площадь включают участок шириной, равной глубине заделки прогона или балки, и длиной не более расстояния между серединами примыкающих к балке пролетов (см. рис. 3.60, *в*); если расстояние между балками превышает двойную ширину элемента, длину расчетной площади определяют как сумму ширины балки и удвоенной ширины элемента (см. рис. 3.60, *г*);

при местной краевой нагрузке на угол элемента (см. рис. 3.60, *д*) расчетная площадь $A_{loc,2}$ равна площади смятия $A_{loc,1}$;

при местной нагрузке, приложенной на части длины и ширины элемента, расчетную площадь принимают в соответствии с рис. 3.60, *е*. При наличии нескольких нагрузок указанного типа расчетные площади ограничивают линиями, проходящими через середину расстояний между точками приложения двух соседних нагрузок;

при местной краевой нагрузке, расположенной в пределах выступа стены (пилястры) или простенка таврового сечения, расчетная площадь равна площади смятия (см. рис. 3.60, *ж*);

при определении расчетной площади для сечений сложной формы не должны учитываться участки, связь которых с загруженным участком не обеспечена с необходимой надежностью (см. рис. 3.60, *и*).

При местной нагрузке от балок, прогонов, перемычек и других элементов, работающих на изгиб, учитываемую в расчете глубину опо-

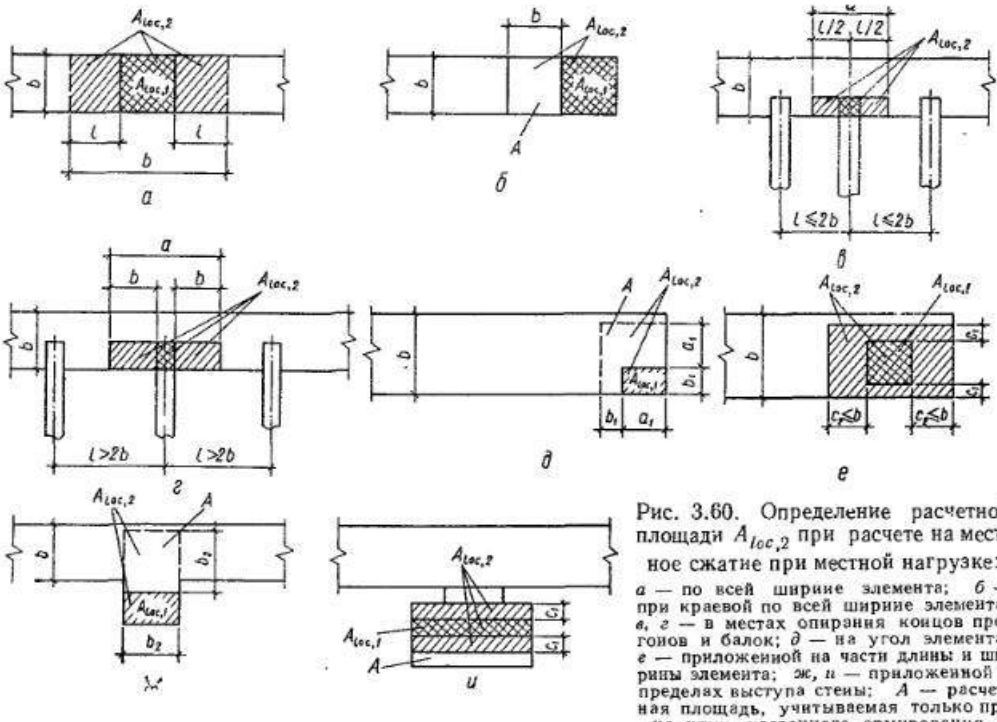


Рис. 3.60. Определение расчетной площади $A_{loc,2}$ при расчете на местное сжатие при местной нагрузке:

а — по всей ширине элемента; *б* — при краевой по всей ширине элемента; *в, г* — в местах опирания концов прогонов и балок; *д* — на угол элемента; *е* — приложенной на части длины и ширины элемента; *ж, и* — приложенной в пределах выступа стены; *А* — расчетная площадь, учитываемая только при наличии косвенного армирования.

ры при определении $A_{loc,1}$ и $A_{loc,2}$ принимают не более 20 см.

При расчете на местное сжатие элементов с косвенным армированием в виде сварных поперечных сеток (например, под центрирующими прокладками в стыках колонны и т. п.) должно выполняться условие

$$N \leqslant R_{b,red} A_{loc,1}, \qquad (3.387)$$

где $R_{b,red}$ — приведенная призменная прочность бетона, определяемая по формуле

$$R_{b,red} = R_b \varphi_{loc,b} + \varphi \mu_{s,xy} R_s \varphi_{loc,s}; \qquad (3.388)$$

R_s — расчетное сопротивление арматуры сеток растяжению;

$$\varphi_{loc,s} = 4{,}5 - 3{,}5 \frac{A_{loc,1}}{A_{ef}}; \qquad (3.389)$$

A_{ef} — площадь бетона, заключенного внутри контура сеток косвенного армирования.

Значения φ и $\mu_{s,xy}$ определяют по формулам (3.189) и (3.186).

Значения коэффициента $\varphi_{loc,b}$ допускается принимать бо́льшими по сравнению с соответствующими величинами для элементов без косвенного армирования (этим учитывается положительное влияние косвенного армирования), но не более 3,5.

Для схем приложения местной нагрузки по рис. 3.60, *а, в, г, е, и* величина A_{ef} должна удовлетворять условию $A_{loc,1} < A_{ef} < A_{loc2}$, а для схем, представленных на рис. 3.60, *б, д, ж* — условию $A_{ef} \geqslant A_{loc,2}$, при этом в формулу (3.389) подставляют $A_{ef} = A_{loc,2}$.

Расчетную площадь $A_{loc,2}$ для схем приложения местной нагрузки по рис. 3.60, *а, в, г, е, и* определяют по аналогии с элементами без косвенного армирования, а для схем по рис. 3.60, *б, д, ж* в нее дополнительно включают площадь, ограниченную пунктирной линией.

Размеры ячеек и шаг сеток назначают в соответствии с требованиями для сжатых элементов с косвенным армированием.

Сетки рекомендуется располагать на глубину до уровня, в котором действующее усилие будет воспринято бетонным сечением при напряжениях в бетоне, равных R_b (с коэффициентом условий работы $\gamma_{b12} = 0{,}9$), на площади A_b, являющейся нижним основанием условной пирамиды продавливания с верхним основанием, равным $A_{los,1}$, и углом наклона граней 45°. С учетом сказанного, глубина заложений сеток в бетоне

$$h_s = 0{,}5\left(\sqrt{\frac{R_{b,red}}{R_b} A_{loc,1}} - b_{loc}\right), \qquad (3.390)$$

где b_{loc} — сторона квадрата площади смятия (площадь $A_{loc,1}$ принята в форме квадрата).

При наличии продольной арматуры сетки следует располагать до уровня, где действующее усилие может быть полностью воспринято продольной арматурой и бетонным сечением с напряжениями R_b.

Таблица 3.27. **Проверка прочности бетона на местное сжатие**

№ п.п	Алгоритм
1	В зависимости от схемы приложения местной нагрузки определяют $A_{loc,1}$ и $A_{loc,2}$.
2	По формуле (3.386) вычисляют $\varphi_{loc,b}$.
3	В зависимости от схемы приложения местной нагрузки и вида бетона накладывают на $\varphi_{loc,b}$ соответствующие ограничения.
4	Для бетонов классов ниже $B25$ принимают $\alpha = 1$, иначе — $\alpha = 13{,}5R_{bt}/R_b$.
5	По формуле (3.385) вычисляют $R_{b,loc}$.
6	Проверяют условие (3.384). Если это условие выполняется, конец; иначе — применяют косвенное армирование.
7	В зависимости от схемы приложения нагрузки вычисляют A_{ef}.
8	По формуле (3.389) находят $\varphi_{loc,s}$.
9	По формулам (3.189) и (3.186) определяют φ и $\mu_{s,xy}$.
10	Если $\varphi_{loc,b} \leqslant 3{,}5$, переходят к п. 11, иначе — принимают $\varphi_{loc,b} = 3{,}5$.
11	По формуле (3.388) вычисляют $R_{b,red}$
12	Проверяют условие (3.387); конец.

Проверку прочности бетонных и железобетонных элементов на местное сжатие рекомендуется производить по алгоритму, приведенному в табл. 3.27.

Пример 3.26. Дано: на железобетонный фундамент опирается стальная колонна, центрально-нагруженная усилием $N = 1100$ кН (рис. 3.61); бетон фундамента класса $B12{,}5$ ($R_b = 7{,}5$ МПа).

Требуется проверить прочность бетона под стойкой на местное сжатие (смятие).

Расчет. Расчетные сопротивления бетона с учетом коэффициентов $\gamma_{b2} = 0{,}9$ и $\gamma_{b9} = 0{,}9$:

$$R_b\gamma_{b2} = 7{,}5 \cdot 0{,}9 = 6{,}75 \text{ МПа};$$

$$R_b\gamma_{b2}\gamma_{b9} = 7{,}5 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}9 = 6{,}08 \text{ МПа}.$$

Проверку прочности на местное сжатие производим по алгоритму, приведенному в табл. 3.27.

В соответствии с рис. 3.61: $c_y = 0{,}2$ м; $c_x = 0{,}2$ м $< b = 0{,}8$ м; $A = 0{,}2 \cdot 2 + 0{,}3 - 0{,}7$ м; $B = 0{,}2 \cdot 2 + 0{,}2 = 0{,}6$ м.

Тогда: $A_{loc,2} = A \cdot B = 0{,}7 \cdot 0{,}6 = 0{,}42$ м^2; $A_{loc,1} = 0{,}3 \cdot 0{,}2 = 0{,}06$ м^2, переходим к п. 2.

По формуле (3.386)

$$\varphi_{loc,b} = \sqrt[3]{\frac{0{,}42}{0{,}06}} = 1{,}91, \text{ переходим к п. 3.}$$

Так как $\varphi_{loc,b} = 1{,}91 < 2{,}5$, переходим к п. 4.

Принимаем $\alpha = 1$, переходим к п. 5.

По формуле (3.385)

$$R_{b,loc} = 1 \cdot 1{,}91 \cdot 6{,}08 = 11{,}6 \text{ МПа},$$

переходим к п. 6.

Проверяем условие (3.384), принимая $\psi_{loc} = 1$. Так как $1 \cdot 11{,}6 \cdot 10^6 \cdot 0{,}06 = 0{,}696 \times 10^6$ Н $= 696$ кН $< N = 1100$ кН, прочность бетона на местное сжатие не обеспечена и необходимо косвенное армирование.

Принимаем косвенное армирование в виде сеток из арматурной проволоки класса Вр-I диаметром 3 мм с ячейкой 100×100 мм и шагом по высоте $s = 100$ мм ($R_s = 375$ МПа). Переходим к п. 7.

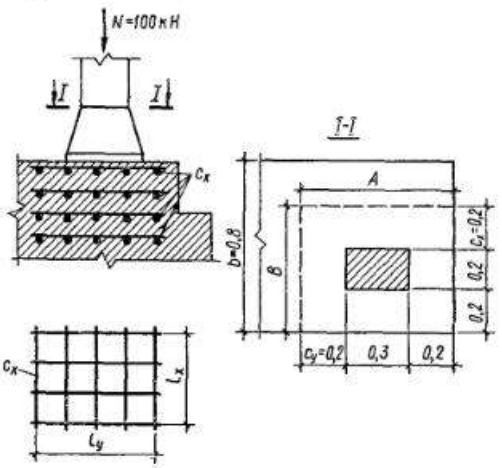


Рис. 3.61. К примеру 3.26 (размеры в м).

В соответствии с рис. 3.61 имеем: $n_x = 5$; $l_x = 0{,}3$ м; $n_y = 4$; $l_y = 0{,}4$ м; $A_{sx} = A_{sy} = 0{,}071 \cdot 10^{-4}$ м^2 (1 Ø 3). Тогда $A_{ef} = l_1 l_2 = 0{,}3 \cdot 0{,}4 = 0{,}12$ м^2. Так как для данной схемы приложения нагрузки удовлетворяется условие $A_{loc,1} = 0{,}06$ м^2 $< A_{ef} = 0{,}12$ м^2 $< A_{loc,2} = 0{,}42$ м^2, переходим к п. 8.

По формуле (3.389)

$$\varphi_{loc,s} = 4{,}5 - 3{,}5 \cdot \frac{0{,}06}{0{,}12} = 2{,}75,$$

переходим к п. 9.

По формуле (3.186)

$$\mu_{s,xy} = \frac{5 \cdot 0{,}071 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}3 + 4 \cdot 0{,}071 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}4}{0{,}12 \cdot 0{,}1} = 0{,}00183.$$

По формуле (3.190)

$$\psi = \frac{0{,}00183 \cdot 375}{6{,}75 + 10} = 0{,}041.$$

По формуле (3.189)

$$\varphi = \frac{1}{0{,}23 + 0{,}041} = 3{,}69, \text{ переходим к п. 10.}$$

Так как $\varphi_{loc,b} = 1{,}91 < 3{,}5$, переходим к п. 11.

По формуле (3.388)

$$F_{b,red} = 6{,}75 \cdot 1{,}91 + 3{,}69 \cdot 0{,}00183 \cdot 375 \times$$

$$\times 2{,}75 = 19{,}9 \text{ МПа},$$ переходим к п. 12.

Проверяем условие (3.387). Так как $19{,}9 \times \times 10^6 \cdot 0{,}06 = 1190 \times 10^3$ Н $= 1190$ кН $> > N = 1100$ кН, прочность бетона обеспечена.

Продавливание

Плитные железобетонные конструкции (без поперечной арматуры) при действии сосредоточенных сил могут разрушаться от продавливания по замкнутой поверхности. Это относится к безбалочным перекрытиям, фундаментам под колонны, свайным ростверкам, а также обычным случаям загружения плит сосредоточенной нагрузкой.

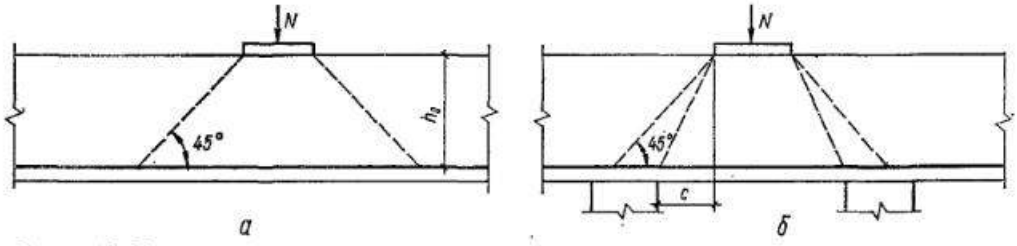


Рис. 3.62. Схема пирамиды продавливания при угле наклона ее боковых граней к горизонтали:
а — 45°; *б* — большем 45°.

Расчет плитных конструкций на продавливание от действия сил, равномерно распределенных на ограниченной площади, должен производиться из условия

$$F \leqslant \alpha R_{bt} u_m h_0, \qquad (3.391)$$

где F — продавливающая сила; α — коэффициент, принимаемый равным для бетонов тяжелого — 1; мелкозернистого — 0,85; легкого и ячеистого — 0,8; u_m — среднее арифметическое величин периметров верхнего и нижнего основания пирамиды, образующейся при продавливании в пределах рабочей высоты сечения h_0.

При определении u_m и F предполагают, что продавливание происходит по боковой поверхности пирамиды, меньшим основанием которой служит площадь действия продавливающей силы, а боковые грани наклонены под углом 45° к горизонтали (рис. 3.62, *а*).

Величину F принимают равной продавливающей силе N, действующей на пирамиду продавливания, за вычетом нагрузок, приложенных к большему основанию пирамиды (считая до плоскости расположения растянутой арматуры) и сопротивляющихся продавливанию.

Если схема опирания такова, что продавливание может происходить только по поверхности пирамиды с углом наклона боковых граней больше 45° (например, в свайных ростверках, рис. 3.62, *б*), правую часть условия (3.391) умножают на величину h_0/c, но не более 2,0, где c — длина горизонтальной проекции боковой грани пирамиды продавливания.

Одним из способов ограничения толщины плит, определяемой расчетом на продавливание (это относится, например, к мощным фундаментным плитам под высокие нагрузки от колонн), является установка в зоне продавливания поперечной арматуры.

При установке в пределах пирамиды продавливания поперечной арматуры расчет должен производиться из условия

$$F \leqslant P_b + 0{,}8P_w, \qquad (3.392)$$

при этом правая часть неравенства (3.392) должна быть не более $2{,}0R_{bt}u_t h_0$, где u_t — периметр верхнего основания пирамиды продавливания. Силу P_b принимают равной правой части неравенства (3.391). Коэффициент 0,8 в формуле (3.392) учитывает отклонение принятой расчетной схемы от фактического характера работы элемента.

Силу P_w определяют как сумму всех поперечных усилий, воспринимаемых хомутами, пересекающими боковые грани пирамиды продавливания,

$$P_w = \Sigma R_{sw} A_w. \qquad (3.393)$$

При расположении хомутов на ограниченном участке вблизи сосредоточенного груза производят дополнительный расчет на продавливание пирамиды с верхним основанием, расположенным по контуру участка с поперечной арматурой, из условия (3.391).

При действии на плитные конструкции концентрированной нагрузки должен производиться расчет для переходных форм между расчетом по наклонным сечениям и продавливанием.

В общем случае несимметричного расположения нагрузки (расположение нагрузки вблизи края плиты, при совместном действии нормальной силы и момента и т. д.) расчет на продавливание производят по условному вертикальному сечению, расположенному вокруг опорной площадки на расстоянии от нее не ближе $h_0/2$ (рис. 3.63, *а*) в пределах рабочей высоты плиты h_0. При расположении опорной площади вблизи свободного края плиты часть контура вертикального сечения заменяют линиями, перпендикулярными к свободному краю (рис. 3.63, *б*), если полученный контур (без учета свободного края) соответствует меньшей несущей способности на продавливание, чем замкнутый контур, полностью огибающий опорную

площадку. При стесненном продавливании (рис. 3.62, *б*) вертикальное сечение отстоит от опорной площадки не ближе $c/2$.

Такой расчет производят из условия

$$F \leqslant \alpha \frac{R_{bt} A_d}{1 - e_d/r_d}, \qquad (3.394)$$

где A_d — площадь вертикального сечения; e_d — эксцентриситет продавливающей силы F относительно центра тяжести вертикального сечения; r_d — расстояние от ядровой точки вертикального сечения до его центра тяжести,

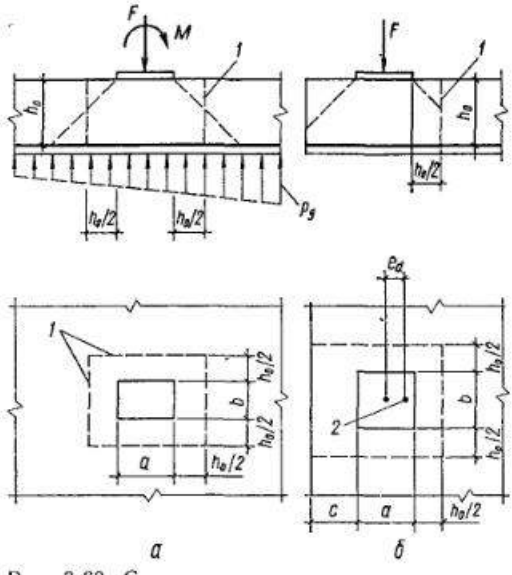


Рис. 3.63. Схема расположения условного вертикального сечения при расчете плиты на продавливание при контуре сечения:

а — замкнутом; *б* — незамкнутом; *1* — вертикальное сечение; *2* — центр тяжести вертикального сечения

равное W_d/A_d, где W_d — момент сопротивления вертикального сечения в плоскости эксцентриситета e_d, определяемый как для упругого материала.

При опорной площадке прямоугольной формы:

а) при замкнутом контуре вертикального сечения (рис. 3.63, *а*):

$$A_d = 2h_0 (a + b + 2h_0); \qquad (3.395)$$

$$r_d = \frac{a + h_0}{2(a + b + 2h_0)} \left(\frac{a + h_0}{3} + b + h_0 \right), \qquad (3.396)$$

где a и b — размеры опорной площадки соответственно в плоскости эксцентриситета e_d и в нормальной к ней плоскости;

б) при незамкнутом контуре вертикального сечения и при симметричном относительно свободных краев плиты расположении опорной площадки (рис. 3.64):

$$A_d = 2h_0 (2c + b); \qquad (3.397)$$

$$r_d = (a + h_0)/2, \qquad (3.398)$$

где c — расстояние от свободного края плиты до опорной площадки;

в) при незамкнутом контуре вертикального сечения, располагаемого вблизи одного свободного края плиты (рис. 3.63, *б*),

$$A_d = [2(c + b + h_0) + a] h_0; \qquad (3.399)$$

в плоскости оси X

$$r_d = (a + h_0) \left(c + b + 0{,}5h_0 + \frac{a + h_0}{6} \right) \frac{h_0}{A_d}, \qquad (3.400)$$

в плоскости оси Y

$$r_d = \frac{(c + b + 0{,}5h_0)^2 (c + b + 1{,}5h_0 + 2a)}{3(c + b + 1{,}5h_0 + a)} \times \frac{h_0}{A_d}, \qquad (3.401)$$

при этом центр тяжести вертикального сечения отстоит от свободного края на $(c + b + 0{,}5h_0)(c + b + 1{,}5h_0 + a)/A_d$.

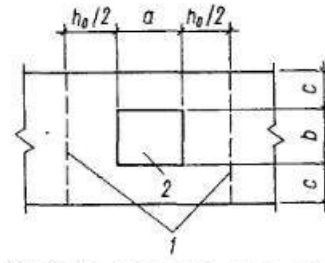


Рис. 3.64. Схема расположения вертикального сечения при незамкнутом контуре и при симметричном относительно свободных краев плиты расположении опорной площадки:

1 — расчетное вертикальное сечение; *2* — опорная площадка.

При опирании плиты на сплошное основание продавливающую силу F и момент Fe_d, приложенные к опорной площадке, с целью учета разгружающего влияния давления основания, располагаемого под пирамидой продавливания, умножают на коэффициенты, соответственно равные $1 - A_p/A_f$ и $1 - W_p/W_f$, где A_p и W_p — площадь нижнего основания пирамиды продавливания и момент сопротивления этого основания в плоскости эксцентриситета e_d; A_f и W_f — площадь подошвы плиты, соприкасающейся с основанием, и момент сопротивления этой подошвы в той же плоскости.

При наличии эксцентриситетов продавливающей силы F относительно двух осей X и Y, проходящих через центр тяжести расчетного вертикального сечения (рис. 3.65), рекомендуется формулу (3.394) представлять в виде

$$F \leqslant \frac{\alpha R_{bt} A_d}{1 + \frac{e_{dx}}{r_{dx}} + \frac{e_{dx}}{r_{dy}}}, \qquad (3.402)$$

где e_{dx} и e_{dy} — эксцентриситеты продавливающей силы F соответственно в плоскостях осей

X и Y; r_{dx} и r_{dy} — расстояния ядровых точек вертикального сечения до его центра тяжести при изгибе контура вертикального сечения соответственно в плоскости X и Y.

При установке в пределах пирамиды продавливания поперечной арматуры величину R_{bt} в условии (3.394) увеличивают на q_{wd}/h_0, но не более чем в 1,5 раза, где q_{wd} — усилие в хомутах на единицу длины контура расчетного вертикального сечения. При равномерном распределении хомутов вокруг опорной площадки $q_{wd} = \Sigma R_{sw}A_w/u_v$, где u_v — периметр контура вертикального сечения.

Для оговоренных выше случаев приложения нагрузки формулы (3.394)...(3.402) являются общими. Отдельно стоящие внецентренно нагруженные фундаменты, однако, допускается рассчитывать не по указанным формулам, а по формуле (3.391). Усилие F при этом определяют по наибольшему реактивному давлению грунта.

Более подробно о расчете фундаментов см. гл. 6.

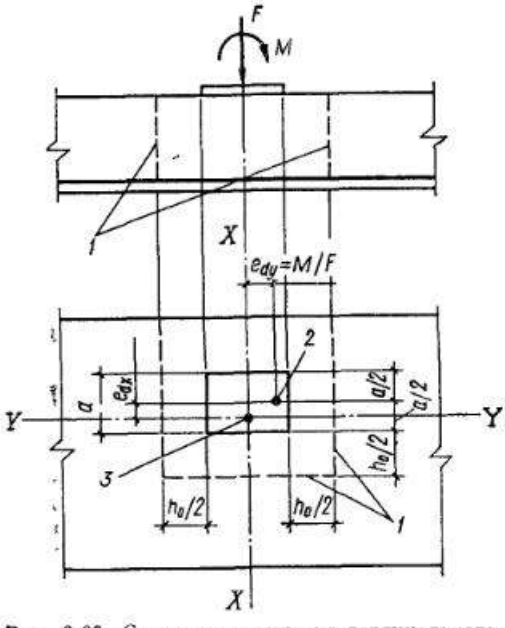


Рис. 3.65. Схема расположения вертикального сечения при наличии эксцентриситетов продавливающей силы относительно осей X и Y:

1 — расчетное вертикальное сечение; *2* — точка приложения продавливающей силы; *3* — центр тяжести расчетного вертикального сечения.

Пример 3.27. Дано: безбалочное монолитное перекрытие с сеткой колонн 6 × 6 м опирается непосредственно на колонны с уширениями-капителями (рис. 3.66); геометрические размеры сечений плиты и колонны: $h = 0{,}18$ м; $a = 0{,}02$ м; $c = 1{,}3$ м; $H = 0{,}45$ м; $b_c h_c = 0{,}4 \cdot 0{,}4$ м; бетон плиты и колонн класса $B20$ ($R_{bt} = 0{,}90$ МПа). Расчетная нагрузка, воспринимаемая перекрытием, $q = 22$ кПа.

Требуется проверить прочность плиты на продавливание.

Расчет. С учетом коэффициента $\gamma_{b2} = 0{,}9$

$$R_{bt}\gamma_{b2} = 0{,}9 \cdot 0{,}9 = 0{,}81 \text{ МПа}.$$

Определяем размеры пирамиды продавливания.

Нижняя сторона грани пирамиды продавливания $b_b = b_c + 2H \operatorname{tg} 45° = 0{,}4 + 2 \cdot 0{,}45 \times$

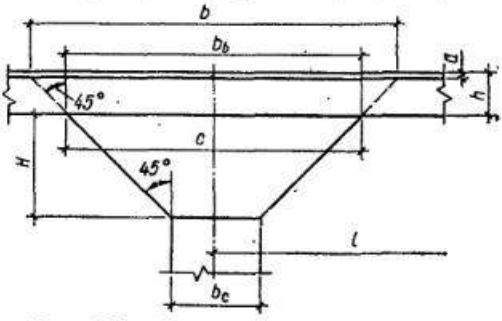


Рис. 3.66. К примеру 3.27 (размеры в м).

$\times 1 = 1{,}3$ м. Так как $b_b = 1{,}3$ м $= c$, указанный размер оставляем без изменения.

Верхняя сторона пирамиды продавливания на уровне рабочей арматуры

$$b = b_b + 2(h - a)\operatorname{tg} 45° =$$

$$= 1{,}3 + 2(0{,}18 - 0{,}02) \cdot 1 = 1{,}62 \text{ м}.$$

Среднее арифметическое периметров верхнего и нижнего основания пирамиды

$$u_m = 4\frac{b_b + b}{2} = 2(1{,}3 + 1{,}62) = 5{,}84 \text{ м}.$$

Продавливающая сила

$$F = ql^2 - qb^2 = 22 \cdot 6^2 - 22 \cdot 1{,}62^2 = 734 \text{ кН}.$$

Проверяем неравенство (3.391). Так как при $\alpha = 11 \cdot 0{,}81 \cdot 10^6 \cdot 5{,}84\,(0{,}18 - 0{,}02) = 757 \cdot 10^3$ Н $= 757$ кН $> F = 734$ кН, прочность плиты на продавливание обеспечена.

Отрыв

При действии нагрузки, приложенной к нижней грани элемента или в пределах высоты его сечения (рис. 3.67), может произойти отрыв растянутой зоны элемента. Расчет на отрыв производят из условия

$$F(1 - h_s/h_0) \leqslant \Sigma R_{sw}A_w, \qquad (3.403)$$

где F — отрывающее усилие; $\Sigma R_{sw}A_w$ — сумма поперечных усилий, воспринимаемых хомутами, пересекающими поверхность отрыва.

Длина зоны отрыва a при нагрузке, распределенной по ширине b,

$$a = 2h_s + b, \qquad (3.404)$$

где h_s — расстояние от уровня передачи нагрузки (при примыкающих друг к другу элементах — от центра тяжести сжатой зоны элемента, вызывающего отрыв) до центра тяжести сечения арматуры S.

Входящие углы в растянутой зоне элементов, армируемые пересекающимися продольными

стержнями (рис. 3.68), должны иметь поперечную арматуру, достаточную для восприятия:

а) равнодействующей усилий в продольных растянутых стержнях, не заведенных в сжатую зону,

$$P_1 = 2R_s A_{s1} \cos\frac{\theta}{2}; \qquad (3.405)$$

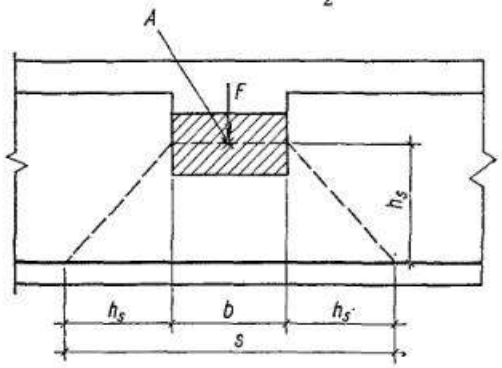


Рис. 3.67. Схема определения длины зоны отрыва:

A — центр тяжести сжатой зоны сечения примыкающего элемента.

б) 35 % равнодействующей усилий во всех продольных растянутых стержнях

$$P_2 = 0{,}7R_s A_s \cos\frac{\theta}{2}. \qquad (3.406)$$

Необходимая по расчету из этих условий поперечная арматура должна быть расположена по длине

$$a = h \operatorname{tg}\frac{3}{8}\theta \qquad (3.407)$$

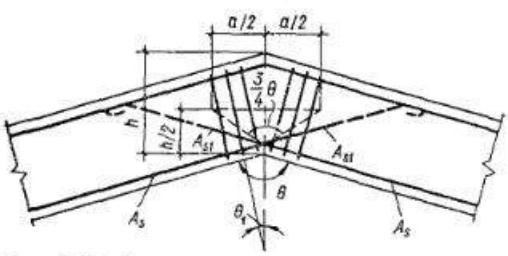


Рис. 3.68. Армирование входящего угла, расположенного в растянутой зоне железобетонного элемента.

Сумма проекций усилий в поперечных стержнях (хомутах), располагаемых по этой длине, на биссектрису угла θ должна составлять не менее суммы $P_1 + P_2$, т. е.

$$\Sigma R_{sw} A_{sw} \cos\theta_1 \geqslant P_1 + P_2. \qquad (3.408)$$

В формулах (3.405)...(3.408): A_s — площадь сечения всех продольных арматурных стержней; A_{s1} — площадь сечения продольных растянутых стержней, не заанкеренных в сжатой зоне; θ — входящий угол в растянутой зоне элемента; ΣA_{sw} — площадь сечения поперечной арматуры в пределах длины a; θ_1 — угол наклона поперечных стержней к биссектрисе угла θ.

Расчет закладных деталей и соединений элементов

Закладные детали

Расчет анкеров, приваренных втавр к плоским элементам стальных закладных деталей, на действие изгибающих моментов, нормальных и сдвигающих сил, расположенных в одной плоскости симметрии закладной детали (рис. 3.69), производят по формуле

$$A_{an} = \frac{1{,}1\sqrt{N_{an}^2 + (Q_{an}/\delta\lambda)^2}}{R_s}, \qquad (3.409)$$

где A_{an} —суммарная площадь поперечного сечения анкеров наиболее напряженного ряда;

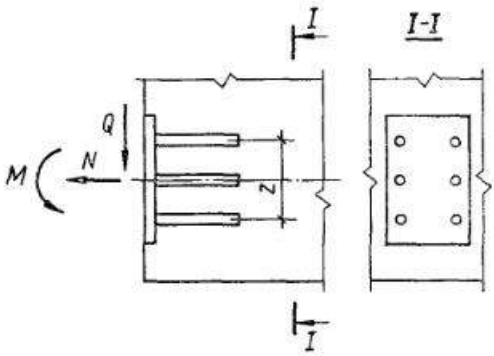


Рис. 3.69. Схема усилий, действующих на закладную деталь.

N_{an} — наибольшее растягивающее усилие в одном ряду анкеров;

$$N_{an} = \frac{M}{z} + \frac{N}{n_{an}}; \qquad (3.410)$$

Q_{an} — сдвигающее усилие, приходящееся на один ряд;

$$Q_{an} = \frac{Q - 0{,}3N'_{an}}{n_{an}}, \qquad (3.411)$$

где N'_{an} — наибольшее сжимающее усилие в одном ряду анкеров;

$$N'_{an} = \frac{M}{z} - \frac{N}{n_{an}}; \qquad (3.412)$$

M, N и Q — соответственно момент, нормальная и сдвигающая силы, действующие на закладную деталь; величину момента определяют относительно оси, расположенной в плоскости наружной грани пластины и проходящей через центр тяжести всех анкеров; n_{an} — число рядов анкеров вдоль направления сдвигающей силы; если не обеспечивается равномерная передача сдвигающей силы Q на все ряды анкеров, то при определении сдвигающего усилия

Q_{an} учитывают не более четырех рядов; z — расстояние между крайними рядами анкеров; δ — коэффициент, определяемый по формуле

$$\delta = \frac{1}{\sqrt{1+\omega}}, \qquad (3.413)$$

где при $N'_{an} > 0$ (имеется прижатие)

$$\omega = 0{,}3N_{an}/Q_{an}; \qquad (3.414)$$

при $N'_{an} \leqslant 0$ (нет прижатия)

$$\omega = 0{,}6N/Q; \qquad (3.415)$$

при этом должно выполняться условие $\delta \geqslant 0{,}15$; если в анкерах отсутствует растягивающее усилие, коэффициент δ принимают равным единице;

λ — коэффициент, определяемый при анкерных стержнях, диаметром 8...25 мм для тяжелого и мелкозернистого бетонов классов $B12{,}5$... $B50$ и легкого классов $B12{,}5$...$B30$ по формуле

$$\lambda = \frac{4{,}75\sqrt[3]{R_b}}{(1+0{,}15A_{an,1})\sqrt{R_s}}\beta, \qquad (3.416)$$

но принимаемый не более 0,7; для бетонов классов выше $B50$ коэффициент λ принимают как для класса $B50$, а для легкого класса выше $B30$ как для класса $B30$.

В формуле (3.416): при определении R_b коэффициент γ_{b2} (см. табл. 1.19) принимают равным единице; $A_{an,1}$ — площадь анкерного стержня наиболее напряженного ряда, см², β — коэффициент, принимаемый равным для тяжелого бетона — 1; для мелкозернистого группы А — 0,8; групп Б и В — 0,7; для легкого — $\gamma/2300$, где γ — плотность (объемная масса) бетона, кг/м³.

Площадь сечения анкеров остальных рядов должна приниматься равной площади сечения анкеров наиболее напряженного ряда.

Для тяжелого и мелкозернистого бетонов коэффициент λ можно определять по табл. 3.28, для легкого — по табл. 3.29.

В формулах (3.410) и (3.412) нормальную силу N считают положительной, если она направлена от закладной детали (рис. 3.69), и отрицательной — если к закладной детали. Если нормальные усилия N_{an} и N'_{an}, а также сдвигающее усилие Q_{an} при вычислении по формулам (3.410), (3.412) получают отрицательное значение, то в формулах (3.409), (3.411) их принимают равными нулю. Кроме того, при отрицательном значении N_{an} в формулу (3.411) вместо N'_{an} подставляют величину N.

При расположении закладной детали в верхней (при бетонировании) поверхности изделия коэффициент λ уменьшают на 20 %, а значение N'_{an} принимают равным нулю.

Для легкого бетона классов $B3{,}5$...$B7{,}5$ расчет анкеров, привариваемых втавр к плоским элементам закладных деталей, на действие изгибающих моментов, нормальных и сдвигающих сил производят по приведенным выше формулам, при этом расчетное сопротивление R_s умножают на коэффициент условий работы арматуры γ_{s7}, определяемый по табл. 1.30.

Площадь поперечного сечения анкеров наиболее напряженного ряда рекомендуется определять по алгоритму, приведенному в табл. 3.30.

В закладной детали с анкерами, приваренными втавр и внахлестку под углом от 15 до 30°, наклонные анкеры рассчитывают на действие сдвигающей силы (при $Q > N$, где N — отрывающая сила) по формуле

$$A_{an} = \frac{Q - 0{,}3N'_{an}}{R_s}, \qquad (3.417)$$

где A_{an} — суммарная площадь поперечного сечения наклонных анкеров.

При этом нормальные анкеры рассчитывают по формуле (3.409) при $\lambda = 1$ и при значениях Q_{an}, равных 0,1 от сдвигающего усилия, определяемого по формуле (3.411).

Приваренные к пластине упоры из полосовой стали или арматурных коротышей могут воспринимать не более 30 % сдвигающей силы при напряжениях в бетоне под упорами, равных R_b. При этом значение Q в формулах (3.411) и (3.417) соответственно снижают.

При легком бетоне классов $B3{,}5$...$B7{,}5$ при расчете анкеров на действие сдвигающей силы расчетное сопротивление R_s умножают на коэффициент условий работы γ_{s7}, определяемый по табл. 1.30.

Конструкция сварных закладных деталей с приваренными к ним элементами, передающими нагрузку на закладные детали, должна обеспечивать включение анкерных стержней в соответствии с принятой расчетной схемой. Внешние элементы закладных деталей и их сварные соединения рассчитывают согласно главе СНиП II-23-81. При расчете пластин и фасонного проката на отрывающую силу принимают, что они шарнирно соединены с нормальными анкерными стержнями. Кроме того, толщина пластины t расчетной закладной детали, к которой приварнваются втавр анкера, должна удовлетворять условию

$$t \geqslant 0{,}25d_{an}\frac{R_s}{R_{s\,sh}}, \qquad (3.418)$$

где d_{an} — диаметр анкерного стержня, требуемый по расчету; R_{ssh} — расчетное сопротивление стали на срез, принимаемое согласно главе СНиП II-23-81.

При применении типов сварных соединений, обеспечивающих большую зону включения пластины в работу при вырывании из нее анкерного стержня, и соответствующем экспериментальном обосновании условие (3.418) для таких соединений может корректироваться.

Минимальную толщину пластины t допускается определять по табл. 3.31.

Если выполняется условие

$$N'_{an} \leqslant 0, \qquad (3.419)$$

т. е. если все анкеры закладной детали растянуты, следует производить расчет на выкалывание бетона следующим образом:

а) при тяжелом и мелкозернистом бетонах и при анкерах с усилением на концах должно

Таблица 3.28. Значения коэффициента λ для тяжелого и мелкозернистого бетонов

Диаметр арматуры, мм	Класс бетона и арматуры,																				
	B15			*B20*			*B25*			*B30*			*B35*			*B40*			*B45* и выше		
	A-I	A-II	A-III	A-I	A-II	A-III	A-I	A-II	A-III	A-I	A-II	A-III	A-I	A-II	A-III	A-I	A-II	A-III	A-I	A-II	A-III
8	0,612	0,549	0,48	0,672	0,602	0,527	0,7	0,65	0,57	0,7	0,686	0,601	0,7	0,7	0,634	0,7	0,7	0,659	0,7	0,7	0,683
10	0,589	0,528	0,462	0,646	0,579	0,507	0,698	0,626	0,548	0,7	0,66	0,578	0,7	0,696	0,61	0,7	0,7	0,634	0,7	0,7	0,657
12	0,563	0,504	0,442	0,617	0,553	0,485	0,667	0,598	0,524	0,7	0,63	0,552	0,7	0,665	0,583	0,7	0,692	0,606	0,7	0,7	0,628
14	0,534	0,479	0,42	0,587	0,526	0,461	0,634	0,568	0,498	0,668	0,599	0,525	0,7	0,632	0,554	0,7	0,658	0,575	0,7	0,681	0,597
16	0,505	0,453	0,397	0,555	0,497	0,435	0,599	0,537	0,47	0,632	0,566	0,496	0,667	0,598	0,524	0,694	0,622	0,545	0,7	0,644	0,564
18	0,476	0,427	0,374	0,522	0,468	0,41	0,564	0,506	0,443	0,595	0,534	0,467	0,628	0,563	0,493	0,653	0,586	0,513	0,677	0,607	0,531
20	0,447	0,401	0,351	0,491	0,44	0,385	0,53	0,475	0,416	0,559	0,501	0,439	0,59	0,529	0,463	0,614	0,55	0,482	0,636	0,57	0,499
22	0,419	0,375	0,329	0,46	0,412	0,361	0,497	0,445	0,39	0,524	0,469	0,411	0,553	0,496	0,434	0,575	0,515	0,451	0,595	0,534	0,468
25	0,379	0,34	0,297	0,416	0,373	0,326	0,449	0,403	0,353	0,479	0,424	0,372	0,5	0,448	0,392	0,52	0,466	0,408	0,538	0,483	0,423

Таблица 3.29. Значения коэффициента λ для легкого бетона

Плотность, кг/м³	Диаметр арматуры, мм	Класс бетона и арматуры															
		B3,5			*B5*			*B7,5*			*B10*			*B12,5*		
		A-I	A-II	A-III	A-I	A-II	A-III	A-I	A-II	A-III	A-I	A-II	A-III	A-I	A-II	A-III
800	8	0,127	0,114	0,1	0,144	0,129	0,113	0,168	0,15	0,132	0,186	0,167	0,146	0,201	0,18	0,158
	10	0,122	0,11	0,096	0,139	0,124	0,109	0,161	0,145	0,127	0,179	0,16	0,14	0,193	0,173	0,152
	12	0,117	0,105	0,092	0,132	0,104	0,104	0,138	0,121	0,171	0,153	0,153	0,134	0,185	0,165	0,145
	14	0,111	0,099	0,087	0,126	0,113	0,099	0,146	0,131	0,115	0,162	0,146	0,128	0,175	0,157	0,138
	16	0,105	0,094	0,082	0,119	0,107	0,093	0,138	0,124	0,109	0,154	0,138	0,121	0,166	0,149	0,13
	18	0,099	0,089	0,078	0,112	0,1	0,088	0,13	0,117	0,102	0,145	0,13	0,114	0,156	0,14	0,123
	20	0,093	0,083	0,073	0,105	0,094	0,083	0,122	0,11	0,096	0,136	0,122	0,107	0,147	0,131	0,115
	22	0,087	0,078	0,068	0,099	0,088	0,077	0,115	0,103	0,09	0,127	0,114	0,100	0,137	0,123	0,108
	25	0,079	0,07	0,062	0,089	0,08	0,07	0,104	0,093	0,081	0,115	0,103	0,09	0,124	0,11	0,098
1400	8	0,222	0,199	0,175	0,252	0,226	0,198	0,293	0,263	0,23	0,325	0,292	0,255	0,351	0,315	0,276
	10	0,214	0,192	0,168	0,243	0,217	0,19	0,282	0,253	0,222	0,313	0,281	0,246	0,338	0,303	0,265
	12	0,204	0,183	0,16	0,232	0,208	0,182	0,27	0,242	0,212	0,299	0,268	0,235	0,323	0,29	0,254
	14	0,194	0,174	0,152	0,22	0,197	0,173	0,256	0,23	0,201	0,284	0,255	0,223	0,307	0,275	0,241
	16	0,184	0,165	0,144	0,208	0,187	0,164	0,242	0,217	0,19	0,269	0,241	0,211	0,29	0,26	0,228
	18	0,173	0,155	0,136	0,196	0,176	0,154	0,228	0,205	0,179	0,253	0,227	0,119	0,273	0,245	0,215
	20	0,162	0,146	0,128	0,184	0,165	0,145	0,214	0,192	0,168	0,238	0,213	0,187	0,257	0,23	0,202
	22	0,152	0,136	0,119	0,173	0,155	0,136	0,201	0,18	0,158	0,223	0,2	0,175	0,24	0,216	0,189
	25	0,138	0,123	0,108	0,156	0,14	0,123	0,182	0,163	0,143	0,201	0,181	0,158	0,217	0,195	0,171

2200	8	0,349	0,313	0,274	0,396	0,355	0,311	0,461	0,413	0,362	0,511	0,458	0,401	0,552	0,495	0,433
	10	0,336	0,301	0,264	0,381	0,342	0,299	0,443	0,398	0,348	0,492	0,441	0,386	0,531	0,476	0,417
	12	0,321	0,288	0,252	0,364	0,327	0,286	0,424	0,38	0,333	0,47	0,421	0,369	0,507	0,455	0,398
	14	0,305	0,274	0,24	0,346	0,31	0,272	0,403	0,361	0,316	0,447	0,4	0,351	0,482	0,432	0,379
	16	0,289	0,259	0,227	0,327	0,293	0,257	0,381	0,341	0,299	0,422	0,379	0,332	0,456	0,409	0,358
	18	0,272	0,244	0,213	0,308	0,276	0,242	0,359	0,322	0,282	0,398	0,357	0,312	0,43	0,386	0,337
	20	0,255	0,229	0,2	0,29	0,26	0,227	0,337	0,302	0,264	0,374	0,335	0,293	0,403	0,362	0,317
	22	0,239	0,214	0,188	0,271	0,243	0,213	0,316	0,283	0,248	0,35	0,314	0,275	0,378	0,339	0,297
	25	0,216	0,194	0,17	0,245	0,22	0,193	0,285	0,256	0,224	0,316	0,284	0,248	0,342	0,306	0,268

Плотность, кг/м³	Диаметр арматуры, мм	Класс бетона и арматуры											
		B15			B20			B25			B30 и выше		
		A-I	A-II	A-III	A-I	A-II	A-III	A-I	A-II	A-III	A-I	A-II	A-III
800	8	0,211	0,189	0,165	0,234	0,209	0,183	0,252	0,226	0,198	0,266	0,238	0,209
	10	0,203	0,182	0,159	0,225	0,201	0,176	0,243	0,218	0,191	0,256	0,289	0,201
	12	0,194	0,174	0,152	0,215	0,192	0,169	0,232	0,208	0,182	0,245	0,219	0,192
	14	0,184	0,165	0,145	0,204	0,183	0,16	0,22	0,198	0,173	0,232	0,208	0,182
	16	0,174	0,156	0,137	0,193	0,173	0,151	0,208	0,187	0,164	0,22	0,197	0,173
	18	0,164	0,147	0,129	0,182	0,163	0,143	0,196	0,176	0,154	0,207	0,186	0,163
	20	0,154	0,138	0,121	0,171	0,153	0,134	0,184	0,165	0,145	0,194	0,174	0,153
	22	0,144	0,129	0,113	0,16	0,143	0,120	0,173	0,155	0,136	0,182	0,163	0,143
	25	0,13	0,117	0,102	0,145	0,13	0,114	0,156	0,14	0,123	0,165	0,148	0,129
1400	8	0,369	0,331	0,29	0,409	0,366	0,321	0,442	0,396	0,347	0,466	0,417	0,366
	10	0,355	0,318	0,279	0,393	0,352	0,309	0,425	0,381	0,334	0,448	0,402	0,352
	12	0,339	0,304	0,266	0,376	0,337	0,295	0,406	0,364	0,319	0,428	0,384	0,336
	14	0,322	0,289	0,253	0,357	0,32	0,28	0,386	0,346	0,303	0,407	0,365	0,319
	16	0,305	0,273	0,239	0,338	0,303	0,265	0,365	0,327	0,286	0,385	0,345	0,302
	18	0,287	0,257	0,225	0,318	0,285	0,25	0,344	0,308	0,27	0,362	0,325	0,284
	20	0,27	0,242	0,212	0,299	0,268	0,234	0,323	0,289	0,253	0,34	0,305	0,267
	22	0,253	0,226	0,198	0,28	0,251	0,22	0,302	0,271	0,237	0,319	0,286	0,25
	25	0,228	0,205	0,179	0,253	0,227	0,199	0,273	0,245	0,215	0,288	0,258	0,226
2200	8	0,58	0,52	0,455	0,642	0,576	0,504	0,694	0,622	0,545	0,7	0,656	0,574
	10	0,558	0,5	0,438	0,618	0,554	0,485	0,668	0,598	0,524	0,7	0,631	0,553
	12	0,533	0,478	0,418	0,59	0,529	0,464	0,638	0,572	0,501	0,673	0,603	0,528
	14	0,506	0,454	0,398	0,561	0,503	0,441	0,606	0,543	0,476	0,639	0,573	0,502
	16	0,479	0,429	0,376	0,531	0,476	0,417	0,573	0,514	0,45	0,604	0,542	0,475
	18	0,451	0,404	0,354	0,5	0,448	0,392	0,54	0,484	0,424	0,569	0,51	0,447
	20	0,423	0,38	0,333	0,469	0,421	0,368	0,507	0,454	0,398	0,535	0,479	0,42
	22	0,397	0,356	0,312	0,44	0,394	0,345	0,475	0,426	0,373	0,501	0,449	0,393
	25	0,359	0,322	0,282	0,398	0,356	0,312	0,43	0,385	0,337	0,453	0,406	0,356

Таблица 3.30. **Определение площади поперечного сечения анкеров**

№ п.п	Алгоритм
1	По формуле (3.410) вычисляют N_{an}.
2	По формуле (3.412) вычисляют N'_{an}.
3	Если $N'_{an} > 0$, переходят к п. 4, иначе — к п. 5.
4	По формуле (3.411) вычнсляют Q_{an}, переходят к п. 6.
5	По формуле (3.411) при $N'_{an} = 0$ вычисляют Q_{an}.
6	Если $N_{an} > 0$, переходят к п. 8, иначе — к п. 7.
7	Принимают $\delta = 1$, переходят к п. 13.
8	Если $N'_{an} > 0$, переходят к п. 9, иначе — к п. 10.
9	По формуле (3.414) вычисляют ω, переходят к п. 11.
10	По формуле (3.416) вычисляют ω.
11	По формуле (3.413) вычисляют δ.
12	Если $\delta \geqslant 0{,}15$, переходят к п. 13, иначе принимают $\delta = 0{,}15$.
13	По формуле (3.416) или по табл. 3.28, 3.29 вычисляют λ.
14	Если $\lambda \leqslant 0{,}7$, переходят к п. 15, иначе принимают $\lambda = 0{,}7$.
15	Если $N_{an} \leqslant 0$, принимают $N_{an} = 0$; если $Q_{an} \leqslant 0$, принимают $Q_{an} = 0$.
16	По формуле (3.409) вычисляют A_{an}; конец.
17	Проверяют условие $n_{an}A_{an,1} \geqslant A_{an}$; если это условие выполняется, конец; иначе — необходимо увеличить диаметр анкеров и пп. 13...17 повторить.

выполняться условие

$$N \leqslant \frac{0{,}5AR_{bt}}{1 + 3{,}5\dfrac{e_1}{a_1} + 3{,}5\dfrac{e_2}{a_2}}, \qquad (3.420)$$

где A — площадь проекции на плоскость, нормальную к анкерам, поверхности выкалывания, идущей от краев анкерных пластин или высаженных головок всех анкеров под углом 45° к осям анкеров; при эксцентриситете силы N относительно центра тяжести анкеров $e_0 = M/N$ размер площади A в направлении этого эксцентриситета уменьшают на $2e_0$ при соответствующем смещении наклонной грани поверхности выкалывания (рис. 3.70); площади анкерных пластин или высаженных головок, расположенных на поверхности выкалывания, не учитывают; a_1 и a_2 — размеры площади A; e_1 и e_2 — эксцентриситет силы N относительно центра тяжести площади A в направлении соответственно размеров a_1 и a_2;

Таблица 3.31. **Минимальная толщина пластин закладных деталей, мм**

R_s, МПа	Диаметр анкеров, мм							
	8	12	14	16	18	20	22	25
230	3,5	5.3	6.2	7,1	8,0	9,0	10	11
285	4,4	6.6	7,7	8,8	10	11	12	14
360	5,6	—	—	—	—	—	—	—
375	—	8,7	10	11,5	13	15	16	18

б) при анкерах без усиления на концах должно выполняться условие

$$N \leqslant \frac{0{,}5A_hR_{bt}}{1 + 3{,}5\dfrac{e_{h1}}{a_{h1}} + 3{,}5\dfrac{e_{h2}}{a_{h2}}} + R_sA_{an}\frac{l_{x,i}}{l_{an}}, \qquad (3.421)$$

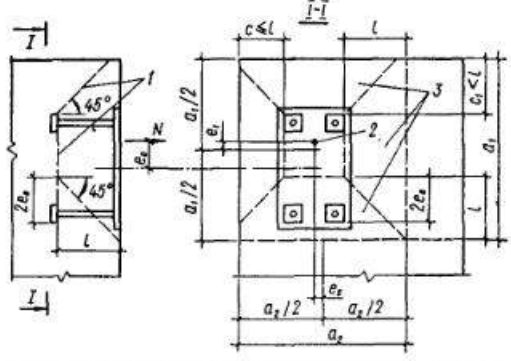


Рис. 3.70. Схема выкалывания бетона анкерами закладной детали с усилениями на концах при $N'_{an} < 0$:

1 — поверхность выкалывания; *2* — точка приложения нормальной силы N; *3* — проекция поверхности выкалывания на плоскость, нормальную к анкерам.

где A_h — то же, что и A при поверхности выкалывания, идущей от анкеров на расстоянии h по длине анкера от пластины закладной детали (рис. 3.71); a_{h1} и a_{h2} — размеры площади A_h; e_{h1} и e_{h2} — эксцентриситеты силы N относительно центра тяжести площади A_h в направлении соответственно размеров a_{h1} и a_{h2}; A_{an} — площадь сечения всех анкеров, пересекающих поверхность выкалывания; $l_{x,i}$ — расстояние от конца i-го анкера до поверхности выкалывания; l_{an} — длина зоны анкеровки, определяемая по формуле (5.16).

Условие (3.421) проверяют при различных значениях h, меньших длины анкеров.

Если количество рядов анкеров в направлении эксцентриситета e_0 превышает два, то в условиях (3.420) и (3.421) силу N можно уменьшить на $(1-2/n_{an})\,M/z$.

Если $N'_{an} \geqslant 0$, расчет на выкалывание производят при длине анкеров, меньшей l_{an}, и при наличии усиления на их концах — из условия

$$N_{an} \leqslant 0{,}5A_1R_{bt}, \qquad (3.422)$$

где A_1 — то же, что и A при поверхности выкалывания, начинающейся от краев анкерных пластин или высаженных головок анкеров наиболее растянутого ряда (рис. 3.72).

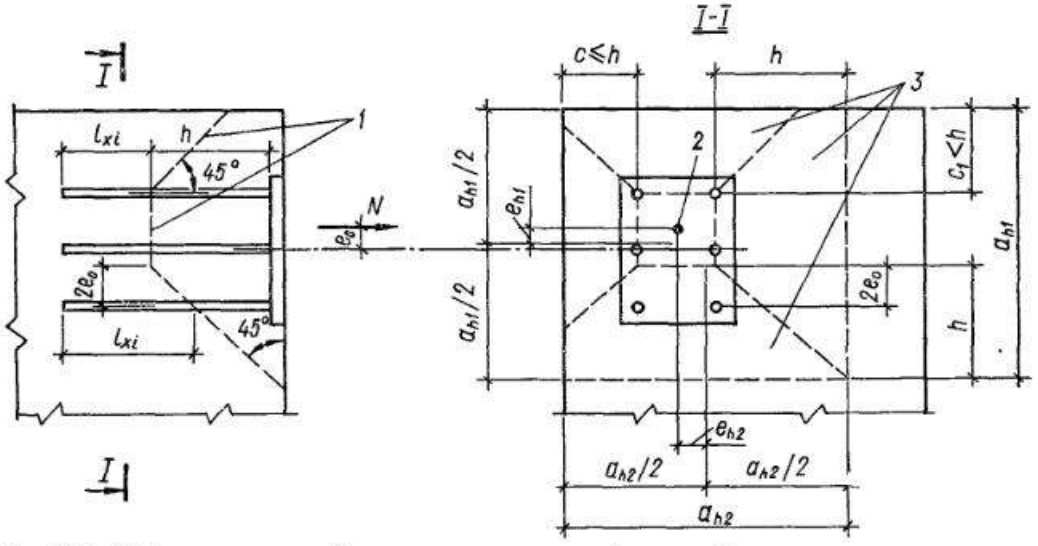


Рис. 3.71. Схема выкалывания бетона анкерами закладной детали без усиления на концах при $N'_{an} < 0$:

1 — поверхность выкалывания; *2* — точка приложения нормальной силы N; *3* — проекция поверхности выкалывания на плоскость, нормальную к анкерам

При этом для колонн расчет на выкалывание можно не производить, если концы анкеров заведены за продольную арматуру, расположенную у противоположной от закладной детали грани колонны, а усиления анкеров в виде пластин или поперечных коротышей зацепляют за стержни этой арматуры диаметром: не менее 20 мм при симметричном зацеплении и не менее 25 мм при несимметричном (рис. 3.73). В этом случае участок колонны между крайними рядами анкеров проверяют из условия (3.263) на действие поперечной силы $Q = N_{an} \mp Q_c$, где Q_c — поперечная сила на участке колонны, прилежащем к наиболее растянутому ряду анкеров закладной детали; значение Q_c определяют с учетом действующих на закладную деталь усилий.

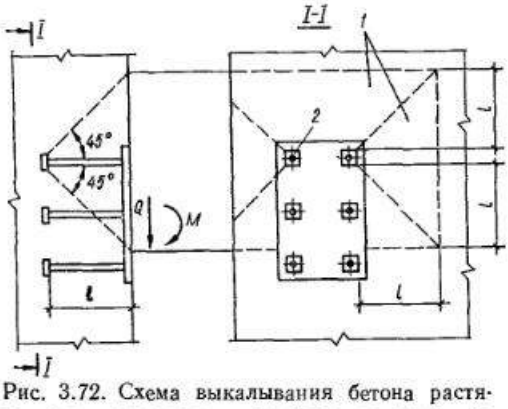


Рис. 3.72. Схема выкалывания бетона растянутыми анкерами закладной детали при $N_{an} \geqslant 0$:

1 — проекция поверхности выкалывания на плоскость, нормальную к анкерам; *2* — анкерная пластина.

При легком бетоне расчет на выкалывание производят по приведенным выше формулам, при этом правые части формул (3.420) и (3.422) и первый член правой части формулы (3.421) умножают на коэффициент 0,8.

Если сдвигающая сила Q действует на закладную деталь в направлении к краю элемента (рис. 3.74), то при отсутствии анкеров, приваренных внахлестку, производят расчет на откалывание из условия:

при тяжелом и мелкозернистом бетоне

$$Q \leqslant 0{,}5R_{bt}bh_1; \qquad (3.423)$$



Рис. 3.73. Конструкция закладной детали, при которой не требуется расчет на выкалывание:

а — закладная деталь с коротышами, симметрично зацепленными за продольную арматуру колонны; *б* — эпюра Q участка колонны с закладной деталью; *в* — анкеры закладной детали с анкерными пластинами, несимметрично зацепленными за продольную арматуру колонны; *1* — поперечные коротыши, приваренные контактной сваркой к анкерам; *2* — анкера; *3* — анкерные пластинки.

при легком бетоне

$$Q \leqslant 0{,}4R_{bt}bh_1, \qquad (3.424)$$

где h_1 — расстояние от центра тяжести анкеров закладной детали до края элемента в направлении сдвигающей силы Q; b — ширина откалывающейся части элемента, принимаемая не более $2h_1$.

При расположении закладной детали на верхней (при бетонировании) поверхности изделия коэффициент 0,4 в формуле (3.424) уменьшают на 20 %.

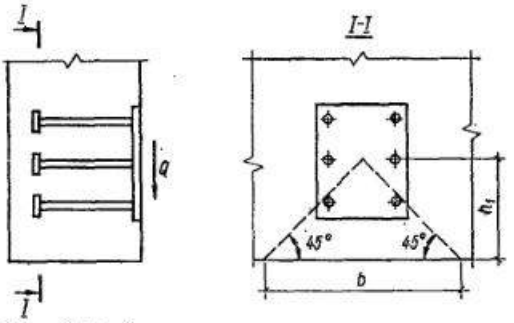


Рис. 3.74. Схема, принимаемая при расчете на откалывание бетона анкерами закладной детали.

Если условия (3.423) и (3.424) не выполняются, то к закладным деталям приваривают внахлестку анкеры или по грани элемента с закладной деталью устанавливают (как это делается при расчете элементов на отрыв растянутого бетона) дополнительные хомуты, воспринимающие сдвигающую силу Q.

При наличии на концах анкеров закладной детали усилений в виде анкерных пластинок или высаженных головок бетон под этими усилениями проверяют на смятие из условия

$$N_{loc} \leqslant \varphi_{loc,b}R_bA_{loc}, \qquad (3.425)$$

где $\varphi_{loc,b}$ — коэффициент, определяемый по формуле (3.386), но принимаемый не более следующих значений: для тяжелого и мелкозернистого бетонов классов $B30$ и ниже и для легкого бетона классов $B12{,}5...B30$ — 2,5; для тяжелого и мелкозернистого классов выше $B30$ — 2; для легкого классов $B3{,}5...B7{,}5$ — 1,5; A_{loc} — площадь анкерной пластины или сечения высаженной головки за вычетом площади сечения анкера; N_{loc} — сила смятия, определяемая следующим образом: а) для анкеров, приваренных втавр, длиной l_s не менее $15d$, если вдоль анкера возможно образование трещин от растяжения бетона,

$$N_{loc} = N_{an}/n_{an}, \qquad (3.426)$$

если образование таких трещин невозможно,

$$N_{loc} = \frac{N_{an}}{n_{an}} \cdot \frac{l_{an} - l_s}{l_{an}}; \qquad (3.427)$$

б) для анкеров, приваренных втавр, длиной l_s менее $15d$ значение N_{loc}, определенное по формулам (3.426) и (3.427) увеличивают на

$$\frac{Q_{an}}{n_{an}} \cdot \frac{15d - l_s}{l_{an}}; \qquad (3.428)$$

в) для анкеров, приваренных внахлестку,

$$N_{loc} = Q/n_{0v}. \qquad (3.429)$$

В формулах (3.426)...(3.429):
n_{an} — число анкеров наиболее напряженного ряда; l_{an} — длина зоны анкеровки, определяемая по формуле (5.16); n_{0v} — число анкеров, приваренных внахлестку.

Пример 3.28. Дано: к закладной детали колонны приварен столик для опирания обвязочных балок; размеры закладной детали, а также расположение и величины нагрузок от обвязочных балок — по рис. 3.75; анкера из арматуры класса А-III ($R_s = 365$ МПа); бетон колонны тяжелый класса $B15$ ($R_b = 8{,}5$ МПа; $R_{bt} = 0{,}75$ МПа).

Требуется запроектировать анкеры закладной детали и определить толщину пластины.

Расчет. Принимаем расположение анкеров, приваренных втавр, как показано на рис. 3.75.

Момент внешних сил

$$M = Ql = 150 \cdot 0{,}15 = 22{,}5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

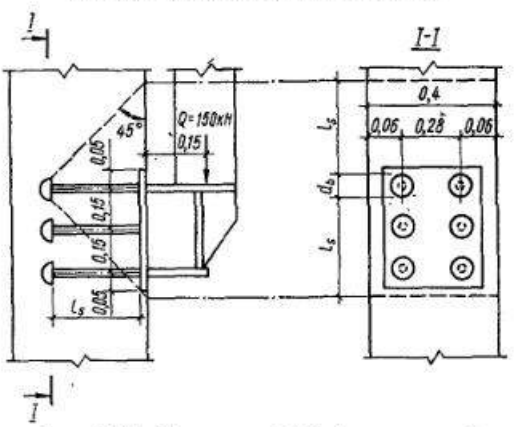


Рис. 3.75. К примеру 3.28 (размеры в м).

Расчетные сопротивления бетона с учетом коэффициента $\gamma_{b2} = 0{,}9$:

$$R_b\gamma_{b2} = 8{,}5 \cdot 0{,}9 = 7{,}65 \text{ МПа};$$

$$R_{bt}\gamma_{b2} = 0{,}75 \cdot 0{,}9 = 0{,}675 \text{ МПа}.$$

Определение площади поперечного сечения анкеров производим по алгоритму, приведенному табл. 3.30.

По формуле (3.410) при $z = 0{,}3$ м и $N = 0$

$$N_{an} = \frac{22{,}5}{0{,}3} = 75 \text{ кН}, \text{ переходим к п. 2.}$$

Так как $N = 0$, $N'_{an} = N_{an} = 75$ кН, переходим к п. 3.

Так как $N'_{an} > 0$, переходим к п. 4.

По формуле (3.411)

$$Q_{an} = \frac{150 - 0{,}3 \cdot 75}{3} = 42{,}5 \text{ кН},$$

переходим к п. 6, а затем к п. 9.

По формуле (3.414)

$$\omega = 0{,}3 \cdot \frac{75}{42{,}5} = 529,$$

переходим к п. 11.

По формуле (3.413)

$$\delta = \frac{1}{\sqrt{1 + 0{,}529}} = 0{,}808,$$

переходим к п. 12.

Так как $\delta = 0{,}808 > 0{,}15$, переходим к п. 13.

Задаваясь диаметром анкеров 16 мм по формуле (3.416) вычисляем:

$$\lambda = \frac{4{,}75\sqrt[3]{7{,}65}}{(1 + 0{,}15 \cdot 2{,}01)\sqrt{365}} = 0{,}376,$$

переходим к п. 14.

Так как $\lambda = 0{,}376 < 0{,}7$, переходим к п. 15, а затем к п. 16.

По формуле (3.409)

$$A_{an} = \frac{1{,}1\sqrt{(0{,}75 \cdot 10^3)^2 + \left(\frac{42{,}5 \cdot 10^3}{0{,}808 \cdot 0{,}376}\right)^2}}{365 \cdot 10^6} =$$

$$= 4{,}8 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2.$$

Принимаем по два анкера в каждом ряду диаметром 18 мм ($A_{an} = 5{,}09 \cdot 10^{-4}$ м^2), переходим к п. 17.

При коэффициенте λ, соответствующем принятому диаметру 18 мм,

$$\lambda = \frac{4{,}75\sqrt[3]{7{,}65}}{(1 + 0{,}15 \cdot 2{,}545)\sqrt{365}} = 0{,}354 < 0{,}7;$$

имеем

$$A_{an} = \frac{1{,}1\sqrt{(0{,}75 \cdot 10^3)^2 + \left(\frac{42{,}5 \cdot 10^3}{0{,}808 \cdot 354}\right)^2}}{365 \cdot 10^6} =$$

$$= 5{,}02 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2 < n_{an}A_{an,1} = 5{,}09 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2.$$

Из условий размещения анкеров в колонне длину анкеров принимаем равной 0,3 м, что меньше минимально допустимой длины $l_{an} = 35d = 35 \cdot 0{,}018 = 0{,}63$ м. Следовательно, концы анкеров необходимо усилить высаженными головками диаметром $d_b = 3d$ и проверить бетон на смятие под высаженной головкой и на выкалывание. При этом длина анкера 0,3 м $> 10d = 10 \cdot 0{,}018 = 0{,}18$ м (т. е. допустимая для анкеров с усилением на конце).

Производим расчет на смятие.

Площадь смятия A_{loc} под высаженной головкой одного анкера

$$A_{loc} = \frac{\pi(d_b^2 - d^2)}{4} = \frac{\pi[(3d)^2 - d^2]}{4} =$$

$$= \frac{8\pi d^2}{4} = 8A_{an,1} = 8 \cdot 2{,}54 \cdot 10^{-4} =$$

$$= 20{,}3 \cdot 10^{-4} \text{ м}^2.$$

Так как $l_s = 0{,}3$ м $\geqslant 15d = 15 \cdot 0{,}018 = 0{,}27$ м, а в колонне со стороны закладной детали возможны растягивающие напряжения, по формуле (3.426)

$$N_{loc} = \frac{75}{2} = 37{,}5 \text{ кН}.$$

Проверяем условие (3.425) при $\gamma_b = 2{,}5$. Так как $2{,}5 \cdot 7{,}65 \cdot 10^6 \cdot 20{,}3 \cdot 10^{-4} = 37{,}6 \cdot 10^3$ Н $= 37{,}6$ кН $> N_{loc} = 37{,}5$ кН, прочность на смятие обеспечена.

Производим расчет на выкалывание.

Так как $N'_{an} > 0$ и концы анкеров с усилением не заведены за продольную арматуру колонны, расположенную у противоположной от закладной детали грани, расчет производим из условия (3.422).

Вычисляем значение A_1, принимая расположение анкеров по рис. 3.75,

$$A_1 = (0{,}054 + 2 \cdot 0{,}3)\,0{,}4 -$$

$$- 2\frac{3{,}14 \cdot 0{,}054^2}{4} = 0{,}2570 \text{ м}^2.$$

В соответствии с (3.422) $0{,}5A_1R_{bt} = 0{,}5 \times 0{,}257 \cdot 0{,}675 \cdot 10^6 = 86{,}7 \cdot 10^3$ Н $= 86{,}7$ кН $> N_{an} = 75$ кН, т. е. прочность на выкалывание обеспечена.

Принятые расстояния между анкерами в направлении поперек и вдоль сдвигающей силы, соответственно равные 0,28 м $> 4d = 4 \times 0{,}018 = 0{,}072$ м и 0,15 м $> 6d = 6 \cdot 0{,}018 = 0{,}108$ м, удовлетворяют конструктивным требованиям (см. главу 5). Расстояние от оси анкера до грани колонны, равное 0,06 м $> 3d = 3 \cdot 0{,}018 = 0{,}054$ м, также удовлетворяет конструктивным требованиям.

Определяем необходимую толщину пластины закладной детали по формуле (3.418), принимая сопротивление стали на срез $R_{ssh} = 130$ МПа,

$$t = 0{,}25 \cdot 18\frac{365}{130} = 12{,}6 \text{ мм}.$$

Из условия сварки анкеров под слоем флюса на автоматах (см. табл. 6.48) толщина пластины должна быть не менее $0{,}65d = 0{,}65 \cdot 18 = 11{,}7$ мм. Принимаем толщину пластины 14 мм.

Стыки сборных колонн

Стыки колонн, выполняемые ванной сваркой выпусков продольной арматуры, расположенных в специальных подрезках, при последую-

щем замоноличивании этих подрезок рассчитывают для двух стадий работы:

а) до замоноличивания стыка — на нагрузки, действующие на данном этапе возведения здания; при определении усилий такие стыки условно принимают шарнирными;

б) после замоноличивания стыка — на нагрузки, действующие на данном этапе возведения здания и при эксплуатации; при определении усилий такие стыки принимают жесткими.



Рис. 3.76. Незамоноличенный стык колонны:

1 — ванная сварка арматурных выпусков; *2* — распределительный лист; *3* — сетки косвенного армирования торца колонны; *4* — центрирующая прокладка.

Расчет незамоноличенных стыков колонн (рис. 3.76) производят на местное сжатие бетона колонны центрирующей прокладкой из условия

$$N \leqslant 0{,}75R_{b,red}A_{loc,1} + 0{,}5\varphi R_{sc}A_s, \quad (3.430)$$

где 0,75 — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения нагрузки под центрирующей прокладкой; $R_{b,red}$ — приведенная прочность бетона, определяемая по формуле (3.388); φ — коэффициент продольного изгиба для выпусков, определяемый в соответствии с главой СНиП II-23-81, при расчетной длине l_0, равной фактической длине сварных выпусков; A_s — площадь сечения всех выпусков.

При этом за расчетную площадь $A_{loc,2}$ принимают площадь ядра сечения торца колонны A_{ef} с размерами, не превышающими соответствующих утроенных размеров площади смятия $A_{loc,1}$.

За площадь смятия $A_{loc,1}$ принимают площадь центрирующей прокладки или, если центрирующую прокладку приваривают на монтаже к распределительному листу (рис. 3.76), за $A_{loc,1}$ принимают площадь этого листа; при этом его учитываемые в расчете размеры не должны превышать соответствующих размеров площади A_{ef}, а толщина листа должна быть не менее $^1/_3$ максимального расстояния от края листа до центрирующей прокладки.

Расчет замоноличенных стыков колонн производят как для сечения колонны на участке с подрезками (см. материалы по расчету внецентренно-сжатых железобетонных элементов) с учетом следующих указаний:

а) при наличии косвенного армирования сетками как в бетоне колонны, так и в бетоне замоноличивания расчет ведут в соответствии с рекомендациями по расчету сжатых железобетонных элементов, усиленных косвенным армированием, при этом рассматривают цельное сечение, ограниченное стержнями сеток, расположенными у граней замоноличенного участка колонны (рис. 3.77);

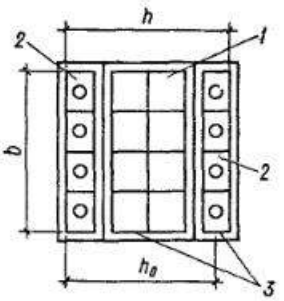


Рис. 3.77. Расчетное сечение замоноличенного стыка колонны с косвенным армированием как в бетоне колонны, так и в бетоне замоноличивания:

1 — бетон колонны; *2* — бетон замоноличивания; *3* — сетки косвенного армирования.

б) при наличии косвенного армирования только в бетоне колонны расчет производят либо с учетом косвенного армирования, но без учета бетона замоноличивания, либо с учетом бетона замоноличивания, но без учета косвенного армирования колонны; прочность стыка считают обеспеченной при выполнении условия прочности хотя бы по одному из этих расчетов;

в) расчетные сопротивления бетона колонн и бетона замоноличивания (R_b и $R_{b,red}$) умножают на коэффициенты условий работы, соответственно равные $\gamma_b^c = 0{,}9$ и $\gamma_b^l = 0{,}8$;

г) при расчете с учетом замоноличивания значение ω определяется по формуле (3.18) или (3.185) по классу бетона замоноличивания, если он располагается по всей ширине наиболее сжатой грани, и по наиболее высокому классу бетона, если по сжатой грани располагается частично бетон замоноличивания и частично бетон колонны; в формуле (3.185) всегда учитывают минимальное значение μ_s.

При расчете стыка с учетом бетона замоноличивания площадь сечения замоноличивания A_b^l рекомендуется приводить к площади сечения колонны путем умножения ее на отношение расчетных сопротивлений бетона замоноличивания и бетона колонны при неизменных высотах сечения замоноличивания.

Для симметрично армированных колонн прямоугольного сечения расчет замоноличенного стыка можно производить по формулам (3.127)...(3.137), принимая за $h_f' = h_f$ высоту сечений подрезок, а за $b_f' = b$ — ширину сечения, приведенного к бетону колонны, по наиболее сжатой стороне сечения.

Коэффициент η, учитывающий прогиб колонны, определяют по геометрическим характеристикам сечения колонны вне зоны стыка.

Стыки колонн, осуществляемые насухо без замоноличивания (сферические стыки колонн, стыки с приторцованными поверхностями и т. п.), рассчитывают в соответствии с рекомендациями по расчету сжатых железобетонных эле-

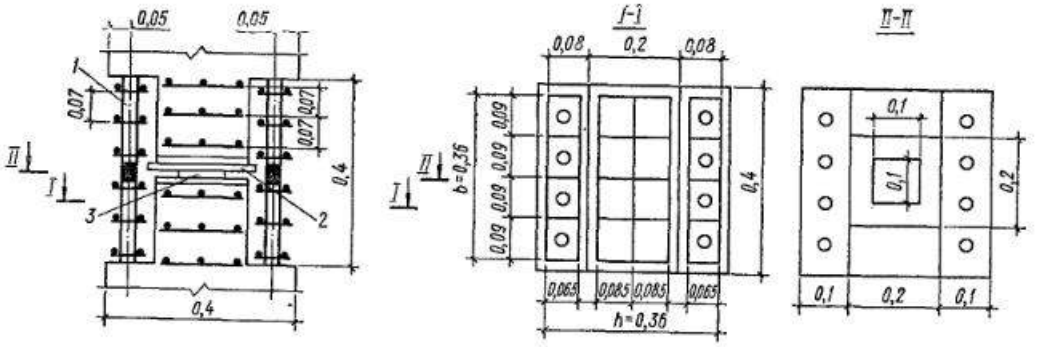


Рис. 3.78. К примеру 3.29 (размеры в м)

1 — арматурные выпуски; *2* — распределительный лист; *3* — центрирующая прокладка.

ментов, усиленных косвенным армированием, с учетом коэффициента условий работы 0,65, вводимого к расчетному сопротивлению бетона $R_{b,red}$.

Пример 3.29. Дано: стык колонны приведен на рис. 3.78; бетон колонны тяжелый класса $B30$ ($R_b^c = 17{,}0$ МПа; $R_{b,ser}^c = 22{,}0$ МПа), бетон замоноличивания класса $B25$ ($R_b^f = 14{,}5$ МПа; $R_{b,ser}^f = 18{,}5$ МПа), арматурные выпуски класса Ат-IIIС ($R_s = R_{sc} = 365$ МПа; $R_{s,ser} = 390$ МПа) площадью сечения $A_s = A_s' = 40{,}7 \cdot 10^{-4}$ м² (4 ∅ 36); сетки косвенного армирования из стержней класса А-III диаметром 8 мм ($R_s = 365$ МПа) расположены с шагом $s_1 = 0{,}07$ м как в бетоне колонны, так и в бетоне замоноличивания. Продольная сила в стадии эксплуатации $N = 3900$ кН, ее эксцентриситет в перпендикулярном к подрезкам направлении с учетом прогиба колонны $e_0 = 0{,}055$ м.

Требуется проверить прочность стыка в стадии эксплуатации и определить предельную продольную силу в стыке в стадии возведения здания.

Расчет в стадии эксплуатация. Принимаем размеры сечения по осям крайних стержней сеток, т. е. $b = h = 0{,}36$ м; $h_0 = 0{,}33$ м (см. рис. 3.78).

Расчетные сопротивления бетона с учетом коэффициента $\gamma_{b2} = 0{,}9$; $R_b^c\gamma_{b2} = 17{,}0 \cdot 0{,}9 = 15{,}3$ МПа; $R_b^f\gamma_{b2} = 14{,}5 \cdot 0{,}9 = 13{,}0$ МПа.

Определяем расчетные сопротивления бетона колонны и бетона замоноличивания с учетом сеток косвенного армирования.

Для бетона колонны: $A_{ef}^c = 0{,}36 \cdot 0{,}20 = 0{,}072$ м² (см. рис. 3.78); $n_x = 5$; $l_x = 0{,}17$ м; $n_y = 3$; $l_y = 0{,}36$ м; $A_{s,x} = A_{s,y} = 0{,}503 \times 10^{-4}$ м² (∅8).

По формулам (3.186), (3.189) и (3.190):

$$\mu_{s,xy}^c = \frac{5 \cdot 0{,}503 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}17 + 3 \cdot 0{,}503 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}36}{0{,}72 \cdot 0{,}07} = 0{,}0193;$$

$$\psi = \frac{0{,}0193 \cdot 355}{15{,}3 + 10} = 0{,}271;$$

$$\varphi = \frac{1}{0{,}23 + 0{,}271} = 2{,}00.$$

Значение $R_{b,red}^c$ с учетом коэффициента условий работы $\gamma_b^c = 0{,}9$ определяем по формуле (3.188)

$$\gamma_b^c R_{b,red}^c = 0{,}9\,(15{,}3 + 2{,}0 \cdot 0{,}0193 \cdot 355) = 26{,}1 \text{ МПа}.$$

Для бетона замоноличивания в одной из подрезок:

$A_{ef}^f = 0{,}36 \cdot 0{,}08 = 0{,}0288$ м² (см. рис. 3.78);

$n_x = 5$; $l_x = 0{,}065$ м; $n_y = 2$; $l_y = 0{,}36$ м;

$A_{s,x} = A_{s,y} = 0{,}503 \cdot 10^{-4}$ м² (∅ 8),

откуда

$$\mu_{s,xy}^f = \frac{5 \cdot 0{,}065 \cdot 0{,}503 \cdot 10^{-4} + 2 \cdot 0{,}36 \cdot 0{,}503 \cdot 10^{-4}}{0{,}0288 \cdot 0{,}07} = 0{,}026;$$

$$\psi = \frac{0{,}026 \cdot 355}{13{,}0 + 10} = 0{,}401;$$

$$\varphi = \frac{1}{0{,}23 \cdot 0{,}401} = 1{,}58.$$

Значение $R_{b,red}^f$ с учетом коэффициента условия работы $\gamma_b^f = 0{,}8$:

$$\gamma_b^f R_{b,red}^f = 0{,}8\,(13{,}0 + 1{,}58 \cdot 0{,}026 \cdot 355) = 22{,}1 \text{ МПа}.$$

Так как подрезка располагается по всей ширине наиболее сжатой грани колонны, величину ω определяем по бетону замоноличивания, при этом принимаем минимальное значение $\mu_{s,xy} = 0{,}0193$:

$$\bar{b} = 10\mu_{s,xy} = 10 \cdot 0{,}0193 = 0{,}193 > 0{,}15.$$

Принимаем $\bar{b} = 0{,}15$, тогда по формуле (3.185) $\omega = 0{,}85 - 0{,}008 \cdot 13{,}0 + 0{,}15 = 0{,}90$.

Приводим сечение стыка к бетону колонны, при ширине и высоте

$$b_f' = b\,\frac{R_{b,red}^f}{R_{b,red}^c} = 0{,}36 \cdot \frac{22{,}1}{26{,}1} = 0{,}305 \text{ м},$$

$$h_f' = 0{,}08 \text{ м} \quad (\text{см. рис. } 3.78).$$

По формуле (3.17)

$$\xi_R = \frac{0{,}9}{1 + \dfrac{365}{500}\left(1 - \dfrac{0{,}9}{1{,}1}\right)} = 0{,}795;$$

$$A_{0v} = (b_f' - b)\,h_f' = (0{,}305 - 0{,}36)\,0{,}08 =$$

$$= -0{,}0044 \text{ м}^2.$$

Высота сжатой зоны

$$x = \frac{N - R_{b,red}^c A_{0v}}{R_{b,red}^c b} =$$

$$= \frac{390 \cdot 10^3 + 26{,}1 \cdot 10^6 \cdot 0{,}0044}{26{,}1 \cdot 10^6 \cdot 0{,}36} = 0{,}43 \text{ м}.$$

Так как $x = 0{,}43$ м $> \xi_R h_0$, высоту сжатой зоны определяем по формуле (3.130). Для этого находим:

$$\alpha = \frac{365 \cdot 40{,}7 \cdot 10^{-4}}{26{,}1 \cdot 0{,}36 \cdot 0{,}33} = 0{,}479;$$

$$\bar{\varphi}_n = \frac{3900 \cdot 10^3}{26{,}1 \cdot 10^6 \cdot 0{,}36 \cdot 0{,}33} = 1{,}26;$$

$$\alpha_{0v} = \frac{-0{,}0044}{0{,}36 \cdot 0{,}33} = -0{,}037,$$

$$\varphi_s = \frac{500}{365\left(1 - \dfrac{0{,}9}{1{,}1}\right)} = 7{,}53.$$

Тогда

$$x = 0{,}33\left[-\frac{0{,}479 + 7{,}53 \cdot 0{,}479 - 0{,}037 \cdot 1{,}26}{2} + \right.$$

$$+ \sqrt{\left(\frac{0{,}479 + 7{,}53 \cdot 0{,}479 - }{-\dfrac{0{,}037 - 1{,}26}{2}}\right)^2 + \cdots \rightarrow}$$

$$\left. \cdots \rightarrow + 0{,}479 \cdot 7{,}53 \cdot 0{,}9\right] = 0{,}292 \text{ м}.$$

Прочность стыка проверяем по условию **(3.123) при** $e = e_0 + 0{,}5\,(h_0 - a_s') = 0{,}055 + 0{,}5\,(0{,}33 - 0{,}03) = 0{,}205$ м.

Так как

$$R_{b,red}^c bx\,(h_0 - 0{,}5x) + R_{b,red}^c A_{0v}\,(h_0 - 0{,}5h_f') +$$

$$+ R_{sc} A_s'\,(h_0 - a_s') = 26{,}1 \cdot 10^6 \cdot 0{,}36 \times$$

$$\times 0{,}292\,(0{,}33 - 0{,}5 \cdot 0{,}292) - 26{,}1 \cdot 10^6 \times$$

$$\times 0{,}0044\,(0{,}33 - 0{,}5 \cdot 0{,}08) +$$

$$+ 365 \cdot 10^6 \cdot 40{,}7 \cdot 10^{-4}\,(0{,}33 - 0{,}03) =$$

$$= 0{,}917 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{м} = 917 \text{ кН} \cdot \text{м} > Ne =$$

$$= 3900 \cdot 0{,}205 = 800 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

прочность стыка в стадии эксплуатации обеспечена.

Проверяем трещиностойкость защитного слоя замоноличенного участка колонны. Расчет производим для полного сечения стыка ($0{,}4 \times 0{,}4$ м) по нормативным сопротивлениям бетонов и арматуры в порядке, изложенном выше:

$$b_f' = b\,\frac{R_{b,ser}^f}{R_{b,ser}^c} = 0{,}4 \cdot \frac{18{,}5}{22{,}0} = 0{,}336 \text{ м};$$

$$h_f' = 0{,}1 \text{ м};$$

$$A_{0v} = (b_f' - b)\,h_f' = (0{,}336 - 0{,}4)\,0{,}1 =$$

$$= -0{,}0064 \text{ м}^2.$$

Проверяем условие (3.127). Так как $22{,}0 \times 10^6 \cdot 0{,}336 \cdot 0{,}08 = 739 \cdot 10^3$ Н $= 739$ кН $<$ $< N = 3900$ кН, граница сжатой зоны проходит в ребре.

По формуле (3.18) при $\beta = 0{,}006$ вычисляем $\omega = 0{,}85 - 0{,}006 \cdot 18{,}5 = 0{,}739$.

По формуле (3.17)

$$\xi_R = \frac{0{,}739}{1 + \dfrac{390}{400}\left(1 - \dfrac{0{,}739}{1{,}1}\right)} = 0{,}559.$$

По формуле (3.128)

$$x = \frac{2900 \cdot 10^3 + 22{,}0 \cdot 10^6 \cdot 0{,}0064}{22 \cdot 10^6 \cdot 0{,}4} = 0{,}459 \text{ м}.$$

При $x = 0{,}459$ м $> \xi_R h_0 = 0{,}559 \cdot 0{,}35 =$ $= 0{,}196$ м высоту сжатой зоны определяем по формуле (3.130). Для этого находим:

$$\alpha = \frac{390 \cdot 40{,}7 \cdot 10^{-4}}{22{,}0 \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}35} = 0{,}515;$$

$$\bar{\varphi}_n = \frac{3900 \cdot 10^3}{22{,}0 \cdot 10^3 \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}35} = 1{,}266;$$

$$\alpha_{0v} = \frac{-0{,}0064}{0{,}4 \cdot 0{,}35} = -0{,}046;$$

$$\varphi_s = \frac{400}{390\left(1 - \dfrac{0{,}739}{1{,}1}\right)} = 3{,}125.$$

Тогда

$$x = 0{,}35\left[-\frac{0{,}515 + 3{,}125 \cdot 0{,}515 - 0{,}046 - 1{,}266}{2} + \right.$$

$$+ \sqrt{\left(\frac{0{,}515 + 3{,}125 \cdot 0{,}515 - }{-\dfrac{0{,}046 - 1{,}266}{2}}\right)^2 + \cdots \rightarrow}$$

$$\left. \cdots \rightarrow + 3{,}125 \cdot 0{,}515 \cdot 0{,}739\right] = 0{,}260 \text{ Н}.$$

Прочность стыка проверяем из условия (3.129). Так как $22{,}0 \cdot 10^6 \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}260 \times (0{,}35 - 0{,}5 \cdot 0{,}260) - 22{,}0 \cdot 10^6 \cdot 0{,}0064 \times (0{,}35 - 0{,}5 \cdot 0{,}1) + 390 \cdot 10^6 \cdot 40{,}7 \cdot 10^{-4} \times (0{,}35 - 0{,}05) = 0{,}937 \cdot 10^6$ Н · м = 937 Н · м > Ne = 3900 · 0,205 = 800 кН · м, трещиностойкость защитного слоя обеспечена.

Расчет незамоноличенного стыка в стадии возведения. Определяем расчетное сопротивление бетона смятию с учетом косвенного армирования.

Площадь ядра сечения торца колонны, ограниченная контуром сеток,

$$A_{ef} = 0{,}17 \cdot 0{,}36 = 0{,}0612 \text{ м}^2.$$

За площадь смятия принимаем площадь распределительного листа, поскольку его толщина $t = 20$ мм превышает $^1/_3$ расстояния от края листа до центрирующей прокладки (50/3 ≃ ≃ 17 мм). Ширину площади смятия принимаем равной ширине площади A_{ef} — 0,17 м. Тогда

$$A_{loc,1} = 0{,}2 \cdot 0{,}17 = 0{,}034 \text{ м}^2.$$

Так как $0{,}36 < 3 \cdot 0{,}2$ м, принимаем $A_{loc,2} = A_{ef} = 0{,}0612$ м². С учетом этого:

$$\varphi_{loc,b} = \sqrt[3]{\frac{0{,}0612}{0{,}034}} = 1{,}22 < 3{,}5;$$

$$\varphi_{loc,s} = 4{,}5 - 3{,}5 \cdot \frac{0{,}034}{0{,}0612} = 2{,}56;$$

$$\mu^c_{s,xy} = \frac{5 \cdot 0{,}17 \cdot 0{,}503 \cdot 10^{-4} + 3 \cdot 0{,}36 \cdot 0{,}503 \cdot 10^{-4}}{0{,}0612 \cdot 0{,}07} = 0{,}0226.$$

Расчетное сопротивление бетона в стадии возведения ($\gamma_{b2} = 1{,}1$) $R_b\gamma_{b2} = 17{,}0 \cdot 1{,}1 = 18{,}7$ МПа.

По формулам (3.190) и (3.189):

$$\psi = \frac{0{,}0226 \cdot 355}{18{,}7 + 10} = 0{,}280;$$

$$\varphi = \frac{1}{0{,}23 + 0{,}28} = 1{,}96.$$

По формуле (3.388)

$$R^c_{b,loc} = 18{,}7 \cdot 1{,}22 + 1{,}96 \cdot 0{,}0226 \cdot 355 \cdot 2{,}56 = 63{,}1 \text{ МПа}.$$

Определяем усилие в арматурных выпусках. Радиус инерции арматурного стержня ∅ 36

$$i = \frac{d}{4} = \frac{0{,}036}{4} = 0{,}009 \text{ м}.$$

Длина сварных выпусков $l = l_0 = 0{,}4$ м. В соответствии с главой СНиП II-23-81:

$$\lambda = \frac{l_0}{i} = \frac{0{,}4}{0{,}009} = 44{,}4;$$

для стали с $R_s = 240$ МПа $\varphi = 0{,}85$.

Предельная продольная сила, воспринимаемая незамоноличенным стыком, по формуле (3.430),

$$N = 0{,}75 \cdot 63{,}1 \cdot 10^6 \cdot 0{,}034 + 0{,}5 \cdot 0{,}85 \times 365 \cdot 10^6 \cdot 81{,}4 \cdot 10^{-4} = 2{,}87 \cdot 10^6 \text{ Н} = 2870 \text{ кН}.$$

Бетонные шпонки

Размеры бетонных шпонок, передающих сдвигающие усилия между сборными элементами и дополнительно уложенным бетоном или раствором (рис. 3.79), определяют по формулам:

$$t_k \geqslant \frac{Q_{sh}}{R_b l_k n_k}; \qquad (3.431)$$

$$h_k \geqslant \frac{Q_{sh}}{2R_{bt} l_k n_k}, \qquad (3.432)$$

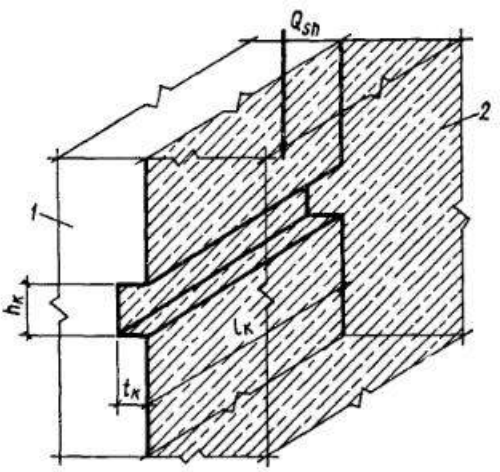


Рис. 3.79. Обозначения, принятые при расчете шпонок, передающих сдвигающие усилия от сборного элемента монолитиому бетону:
1 — сборный элемент; 2 — монолитный бетон.

где Q_{sh} — сдвигающая сила, передающаяся через шпонки; t_k, h_k, l_k — глубина, высота и длина шпонки; n_k — число шпонок, вводимое в расчет и принимаемое не более трех.

При наличии сжимающей силы N высоту шпонок допускается определять по формуле

$$h_k = \frac{Q_{sh} - 0{,}7N}{2R_{bt} l_k n_k} \qquad (3.433)$$

и принимать уменьшенной против высоты, определяемой условием (3.432), не более чем в два раза.

При соединении шпонками элементов настила длина шпонки, вводимая в расчет, должна составлять не более половины пролета элемента; при этом величину Q_{sh} принимают равной сумме сдвигающих усилий по всей длине элемента.

По условиям (3.431) ... (3.433) следует проверять как шпонки сборного элемента, так и шпонки из дополнительно уложенного бетона,

принимая расчетные сопротивления бетона шпонок R_b и R_{bt} как для бетонных конструкций.

При расчете на выдергивание растянутой ветви двухветвевой колонны из стакана фундамента допускается учитывать работу пяти шпонок.

Расчет железобетонных элементов на выносливость

Разрушение бетона и стали под воздействием многократно повторяющейся нагрузки наступает при напряжениях меньших, чем при однократном статическом нагружении, а именно при напряжениях, соответствующих усталостной прочности — выносливости материала. Предел выносливости бетона зависит от числа повторения нагрузки и величины амплитуды изменения напряжений, предел выносливости растянутой арматуры — от числа повторения нагрузки, величины амплитуды изменения напряжений, класса стали, профиля стержней, величины собственных напряжений, надежности сцепления арматуры с бетоном и ряда других факторов.

Расчет железобетонных элементов на выносливость производят при воздействии многократно повторяющейся (подвижной или пульсирующей) нагрузки, вызывающей значительный перепад напряжений в бетоне или в растянутой арматуре, если число повторений нагрузки за период эксплуатации здания или сооружения достаточно велико (порядка 10^5 и более).

Подкрановые балки при легком режиме работы кранов на выносливость не рассчитывают. Также не рассчитывают на выносливость сжатые элементы с косвенной арматурой и участки элементов, работающих на местное сжатие.

Расчет железобетонных элементов на выносливость производят путем сравнения напряжений в бетоне и арматуре с соответствующими расчетными сопротивлениями, умноженными на коэффициенты условий работы γ_{b1} и γ_{s3}, принимаемые соответственно по табл. 1.20 и 1.31, а при наличии сварных соединений арматуры — также на коэффициент условий работы γ_{s4} (см. табл. 1.32).

В основу расчета положены следующие предпосылки:

напряжения в бетоне и арматуре определяют как для упругого тела (по приведенным сечениям) от действия внешних сил и усилия предварительного обжатия P_0. Неупругие деформации в сжатой зоне бетона учитывают снижением величины модуля упругости бетона;

максимальные напряжения в арматуре и бетоне не должны превосходить соответствующих расчетных сопротивлений, определяемых по ограниченному пределу выносливости этих материалов;

расчетные сопротивления устанавливают в зависимости от режима нагрузок, характеризуемого коэффициентом асимметрии цикла и вида материала — бетона и арматуры (ее класса);

при несоблюдении условия $\sigma_{bt} \leqslant R_{bt}$, где σ_{bt} — максимальные нормальные растягивающие напряжения в бетоне, площадь приведенного сечения определяют без учета растянутой зоны бетона.

Выносливость сечений, нормальных к продольной оси элемента

Расчет на выносливость нормальных сечений производят из условий:

а) для сжатого бетона

$$\sigma_{b,\max} \leqslant R_b, \qquad (3.434)$$

где R_b — расчетное сопротивление бетона сжатию, принимаемое по табл. 1.17 и умноженное на коэффициент условий работы γ_{b1};

б) для растянутой арматуры

$$\sigma_{s,\max} \leqslant R_s, \qquad (3.435)$$

где R_s — расчетное сопротивление растянутой арматуры, умноженное на коэффициенты условий работы γ_{s3}, а при наличии сварных соединений арматуры — также на коэффициент условий работы γ_{s4}; $\sigma_{s,\max}$ — максимальные напряжения в растянутой арматуре

$$\sigma_{s,\max} = \alpha_s' \sigma_{bt,s} + \sigma_{sp,2}. \qquad (3.436)$$

Здесь: $\sigma_{bt,s}$ — напряжения в бетоне на уровне наиболее растянутого ряда арматуры; α_s' — коэффициент приведения арматуры к бетону, принимаемый по табл. 3.32; $\sigma_{sp,2}$ — предварительные напряжения в арматуре с учетом всех потерь и коэффициента γ_{sp}, меньшего единицы.

Таблица 3.32. **Значения коэффициента приведения α_s'**

Класс бетона	B15	B20	B25	B30	B40 и выше
α_s'	25	22,5	20	15	10

Коэффициент

$$\alpha_s' = E_s / E_b', \qquad (3.437)$$

где E_b' — условный модуль упругости бетона при многократно повторном приложении нагрузки, характеризующий, в отличие от E_b, отношение величины напряжений к полной (упругой и остаточной) деформации, накапливаемой в процессе воздействия нагрузки.

В зоне, проверяемой по сжатому бетону, при действии многократно повторяющейся нагрузки следует избегать возникновения растягивающих напряжений.

Сжатую арматуру на выносливость не рассчитывают.

При расчете на выносливость нормальных сечений приведенные сечения принимаются следующим образом.

Если в сечении не образуются нормальные трещины (т. е. $\sigma_{bt} \leqslant R_{bt}$), приведенное сечение

включает в себя полное сечение бетона, а также площадь сечения всей продольной арматуры, умноженной на коэффициент приведения α'_s.

Если в сечении образуются нормальные трещины, приведенное сечение включает в себя площадь сечения только сжатого бетона, а также площадь сечения всей продольной арматуры, умноженной на коэффициент α'_s.

В этом случае высоту сжатой зоны x для изгибаемых элементов определяют из условия

$$\frac{M}{P_{02}} - e_p = \frac{I_{bc} + \alpha'_c S_s y_s + \alpha'_s S_{sp} y_{sp} + \alpha'_s S'_s y'_s + \alpha'_s S'_{sp} y'_{sp}}{S_{bc} - \alpha'_s S_s - \alpha'_s S_{sp} + \alpha'_s S'_s + \alpha'_s S'_{sp}}, \quad (3.438)$$

где I_{bc} — момент инерции сжатой зоны бетона относительно нулевой линии; S_{bc}, S_{sp}, S_s, S'_{sp}, S'_s — соответственно статические моменты сжатой зоны бетона и сечений напрягаемой и ненапрягаемой арматуры S и S' относительно нулевой линии; e_p — расстояние от нулевой линии до точки приложения усилия P_{02};

$$e_p = y' + e_{0p} - x; \quad (3.439)$$

y' — расстояние от центра тяжести полного приведенного сечения до наиболее сжатой грани; y_s, y'_s, y_{sp}, y'_{sp} — расстояние от нулевой линии соответственно до центра тяжести сечений ненапрягаемой и напрягаемой арматуры S и S' (рис. 3.80).

Для изгибаемых элементов, выполняемых без предварительного напряжения, уравнение (3.438) принимает вид

$$S_{bc} - \alpha'_c S_s + \alpha'_s S'_s = 0. \quad (3.440)$$

Для внецентренно-сжатых или внецентренно-растянутых элементов положение нулевой линии также определяют из уравнения (3.438), левую часть которого принимают равной M_z/N, где M_z — момент внешней силы N и усилия обжатия P_{02} относительно нулевой линии, $N_{tot} = P_{02} \pm N$ (знак «+» принимают при сжимающей силе N, знак «—» — при растягивающей).

Если точка приложения растягивающей силы N_{tot} (определенная с учетом всех внешних воздействий) находится между центрами тяжести арматуры S и S', в сечении возникают только растягивающие напряжения и в приведенном сечении учитывают только площадь сечения арматуры.

Для элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечения при наличии нормальных трещин уравнение (3.438) приобретает вид

$$\xi^3 - 3\left(1 - \frac{e_{s,tot}}{h_0}\right)\xi^2 + 6\left[\frac{e_{s,tot}}{h_0}(\varphi_f + \alpha) - \varphi_f(1 - 0{,}5\delta_f)\right]\xi + 3\varphi_f\delta_f\left(1 - \frac{e_{s,tot}}{h_0}\right) - 6\frac{e_{s,tot}}{h_0}\alpha - 2\varphi_f\delta_f^2 = 0, \quad (3.441)$$

где

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)\,h'_f + \alpha'_s (A'_s + A'_{sp})}{bh_0}; \quad (3.442)$$

$$\alpha = \alpha'_s \frac{A_{sp} + A_s}{bh_0}; \quad (3.443)$$

$$\delta_f = h'_f/h_0; \quad (3.444)$$

для изгибаемых элементов

$$e_{s,tot} = \frac{M}{P_{02}} + e_{sp}; \quad (3.445)$$

для внецентренно-нагруженных элементов

$$e_{s,tot} = \frac{Ne_s + P_{02}e_{sp}}{N_{tot}}. \quad (3.446)$$

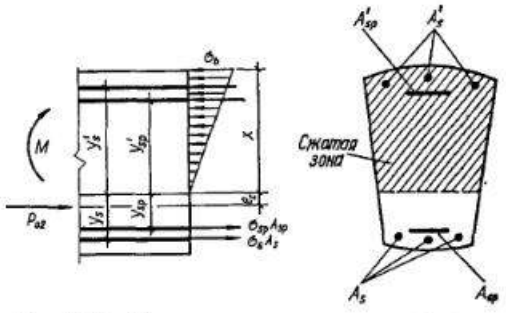


Рис. 3.80. Схема расположения усилий в поперечном сечении с трещиной, рассчитываемом на выносливость.

Полученное из уравнения (3.438) значение $\xi = \frac{x}{h_0}$ должно удовлетворять условиям:

$$\xi \geqslant \delta_f; \quad (3.447)$$

$$\xi \leqslant (h - h_f)/h_0. \quad (3.448)$$

При отсутствии в сжатой зоне свесов в уравнении (3.441) принимают

$$\delta_f = 2a'/h_0. \quad (3.449)$$

Для предварительно напряженных элементов, в которых не образуются нормальные трещины, характеристики приведенного сечения допускается определять при коэффициенте приведения $\alpha_s = E_s/E_b$.

Расчет изгибаемых и внецентренно-нагруженных элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечения на выносливость рекомендуется производить по алгоритму, приведенному в табл. 3.33.

Пример 3.30. Дано: предварительно-напряженная подкрановая балка с поперечным сечением по рис. 3.81; бетон тяжелый класса *B30* подвергнутый тепловой обработке при атмосфер-

Таблица 3.33. **Расчет изгибаемых и внецентренно-нагруженных элементов на выносливость**

№ п.п	Алгоритм
1	По табл. 3.32 определяют коэффициент α_s'.
2	С учетом коэффициента α_s' вычисляют характеристики приведенного сечения.
3	По формуле (2.13) вычисляют σ_{bf} максимальные нормальные растягивающие напряжения в бетоне.
4	По формуле (3.454) (для преднапряженных конструкций — в первом приближении) вычисляют ρ_b.
5	При $\rho_b \geqslant 0$ по табл. 1.20 определяют коэффициент γ_{bl}.
6	Если $\gamma_{bl} = 1$, расчет на выносливость сжатого бетона не производят.
7	Проверяют условие (4.30). Если это условие выполняется, переходят к п. 8, иначе — к п. 11.
8	По формуле (2.13) вычисляют напряжения в бетоне при действии $M_{\max}$ ($N_{\max}$) и $M_{\min}$ ($N_{\min}$): $\sigma_{b,\max}$, $\sigma_{bf,s\,(\max)}$ и $\sigma_{b,\min}$, $\sigma_{bf,s\,(\min)}$.
9	По формуле (3.451) вычисляют ρ_b.
10	Если значения ρ_b, вычисленные в соответствии с пп. 4 и 8, близки, переходят к п. 20, иначе — при значении ρ_b, полученном в соответствии с п. 9, повторяют пп. 5...9, а затем переходят к п. 20.
11	По формуле (3.445) для изгибаемых, а по формуле (3.446) для внецентренно-нагруженных элементов вычисляют $e_{s,tot}$.
12	По формулам (3.442) и (3.443) вычисляют φ_f и α.
13	По формуле (3.444), а при отсутствии свесов в сжатой зоне по формуле (3.449) вычисляют δ_f.
14	Вычисляют коэффициенты уравнения (3.441).
15	Из уравнения (3.441) определяют ξ.
16	Проверяют условия (3.447) и (3.448).
17	Если указанные условия выполняются, переходят к п. 18, иначе — выполняют пп. 12...15 при $b_f' = b$.
18	Из условия равенства моментов (внешнего и внутреннего) относительно крайнего растянутого ряда арматуры вычисляют напряжения в бетоне $\sigma_{b,\max}$, $\sigma_{b,\min}$ и $\sigma_{bf,s\,(\max)}$, $\sigma_{bf,s\,(\min)}$.
19	По формуле (3.451) вычисляют ρ_b.
20	Проверяют условие (3.434). Если это условие выполняется, переходят к п. 21, иначе — необходимо изменить геометрию сечения, класс бетона или армирование.
21	По формуле (3.456) вычисляют ρ_s.
22	По табл. 1.31 определяют γ_{s3}, а при наличии сварных соединений арматуры — γ_{s4} (см. табл. 1.32).
23	Проверяют неравенство (3.435); конец.

ном давлении ($R_b = 17{,}0$ МПа, $R_{bt} = 1{,}2$ МПа); геометрические характеристики приведенного сечения (при $\alpha_s = E_s/E_b$): площадь $A_{red} = 0{,}3391$ м²; расстояние от центра тяжести сечения до нижней грани $y = 0{,}728$ м, момент инерции $I_{red} = 8{,}585 \cdot 10^{-2}$ м⁴, продольная арматура S и S' — предварительного напряжения класса А-IV ($R_s = 510$ МПа) площадью соответственно $A_{sp} = 40{,}21 \cdot 10^{-4}$ м² и $A_{sp}' = 9{,}42 \cdot 10^{-4}$ м²; поперечная арматура в виде сварных хомутов класса А-III ($R_s = 365$ МПа) диаметром 12 мм, шагом 0,1 м, по два в сечении ($A_w = 2{,}26 \cdot 10^{-4}$ м²). Усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь напряжений $P_{02} = 1536$ кН, его эксцентриситет относительно центра тяжести сечения $e_{0p} = 0{,}357$ м; предварительное напряжение с учетом всех потерь в арматуре S — $\sigma_{sp,2} = 290$ МПа. Нагрузка: сосредоточенная от крана $P = 306$ кН; равномерно распределенная от веса балки и подкранового пути $q = 11$ кН/м; случаи невыгоднейшего расположения кранов приведены на рис. 3.81, *б* и *в*; краны среднего режима работы. Расчетный пролет балки 11,7 м.

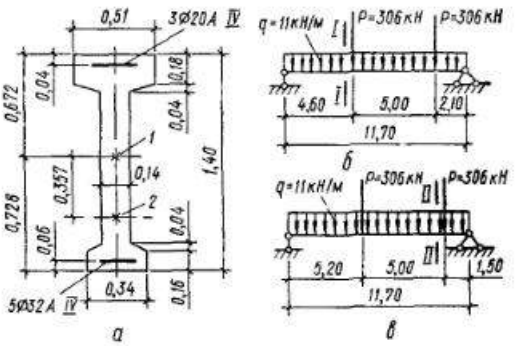


Рис. 3.81. К примеру 3.30 (размеры в м):

а — поперечное сечение балки; *б*, *в* — схемы невыгоднейшего расположения нагрузки; *1* — центр тяжести приведенного сечения; *2* — точка приложения усилия обжатия P_0

Требуется рассчитать подкрановую балку на выносливость по нормальным сечениям.

Решение. Определяем наибольший изгибающий момент в сечении I—I при невыгоднейшем расположении крана (см. рис. 3.81, *б*):

$$M_{\max} = 306\,\frac{2{,}1 + 7{,}1}{11{,}7} \cdot 4{,}6 + \frac{11 \cdot 4{,}6}{3}(11{,}7 - 4{,}6) = 1286 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Наименьший изгибающий момент в сечении I—I (при отсутствии крана)

$$M_{\min} = \frac{11 \cdot 4{,}6}{2}(11{,}7 - 4{,}6) = 180 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Расчет на выносливость по нормальным сечениям производим по алгоритму, приведенному в табл. 3.33.

По табл. 3.32 для бетона класса $B30$ находим $\alpha_s' = 15$, переходим к п. 2.

С учетом коэффициента $\alpha_s' = 15$ вычисляем характеристики приведенного сечения:

$$A_{red} = A_{bc} + \alpha_s' (A_{sp}' + A_{sp}) =$$
$$= 0{,}51 \cdot 0{,}18 + 0{,}5 \cdot 0{,}04\,(0{,}51 - 0{,}14) +$$
$$+ 0{,}34 \cdot 0{,}16 + 0{,}5 \cdot 0{,}04\,(0{,}34 - 0{,}14) +$$
$$+ 0{,}14\,(1{,}4 - 0{,}18 - 0{,}16) = 0{,}3804 \text{ м}^2;$$

$$S_{red} = S_{bc} + \alpha_s' A_{sp}' (h - a_{sp}') + \alpha_s' A_{sp} a =$$
$$= 0{,}51 \cdot 0{,}18\,(1{,}4 - 0{,}5 \cdot 0{,}18) +$$
$$+ 0{,}5 \cdot 0{,}04\,(0{,}51 - 0{,}14)\,(1{,}4 - 0{,}18 -$$
$$- 0{,}33 \cdot 0{,}04) + 0{,}14\,(1{,}4 - 0{,}18 -$$
$$- 0{,}16)\,[0{,}5\,(1{,}4 - 0{,}18 - 0{,}16) + 0{,}2] +$$
$$+ 0{,}5 \cdot 0{,}04\,(0{,}34 - 0{,}14)\,(0{,}16 + 0{,}33 \cdot 0{,}04) +$$
$$+ 0{,}5 \cdot 0{,}34 \cdot 0{,}16^2 + 15 \cdot 9{,}42 \cdot 10^{-4}\,(1{,}4 -$$
$$- 0{,}04) + 15 \cdot 40{,}21 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}06 = 0{,}2595 \text{ м}^3;$$

$$y_{red} = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{0{,}2595}{0{,}3804} = 0{,}682 \text{ м};$$

$$I_{red} = \frac{0{,}51 \cdot 0{,}18^3}{12} + 0{,}51 \cdot 0{,}18\,(1{,}4 -$$
$$- 0{,}682 - 0{,}5 \cdot 0{,}18)^2 + \frac{(0{,}51 - 0{,}14)\,0{,}04^3}{36} +$$
$$+ (0{,}51 - 0{,}14)\,0{,}5 \cdot 0{,}04\,(1{,}4 - 0{,}682 -$$
$$- 0{,}193)^2 + \frac{0{,}14\,(1{,}4 - 0{,}18 - 0{,}16)^3}{12} +$$
$$+ 0{,}14\,(1{,}4 - 0{,}18 - 0{,}16) \times$$
$$\times \left(\frac{1{,}4 - 0{,}18 - 0{,}16}{2} + 0{,}16 - 0{,}682\right)^2 +$$
$$+ \frac{(0{,}34 - 0{,}14)\,0{,}04^3}{36} + (0{,}34 - 0{,}14)\,0{,}5 \times$$
$$\times 0{,}04\,(0{,}682 - 0{,}173)^2 + \frac{0{,}34 \cdot 0{,}16^3}{12} +$$
$$+ 0{,}34 \cdot 0{,}16\,(0{,}682 - 0{,}5 \cdot 0{,}16)^2 +$$
$$+ 15 \cdot 9{,}42 \cdot 10^{-4}\,(1{,}4 - 0{,}04 - 0{,}682)^2 +$$
$$+ 15 \cdot 40{,}21 \cdot 10^{-4}\,(0{,}682 - 0{,}06)^2 =$$
$$= 0{,}1031 \text{ м}^4,$$

переходим к п. 3.

По формуле (2.13) вычисляем напряжения на нижней грани от действия усилий P_{02} и $M_{\max}$:

$$\sigma_{b\,\max} = -\frac{1536 \cdot 10^3}{0{,}3804} -$$
$$- \frac{1536 \cdot 10^3\,(0{,}682 - 0{,}371)\,0{,}682}{0{,}1031} +$$
$$+ \frac{1286 \cdot 10^3 \cdot 0{,}682}{0{,}1031} = 1{,}31 \cdot 10^6 \text{ Па} =$$
$$= 1{,}31 \text{ МПа};$$

то же, от усилий P_{02} и $M_{\min}$:

$$\sigma_{b,\min} = -\frac{1536 \cdot 10^3}{0{,}3804} -$$
$$- \frac{1536 \cdot 10^3\,(0{,}682 - 0{,}371)\,0{,}682}{0{,}1031} +$$
$$+ \frac{180 \cdot 10^3 \cdot 0{,}682}{0{,}09988} = -6{,}01 \cdot 10^6 \text{ Па} =$$
$$= -6{,}01 \text{ МПа},$$

переходим к п. 4.

По формуле (3.454) вычисляем:

$$\rho_b = \frac{180}{1286} = 0{,}14,$$

переходим к п. 5.

По табл. 1.20 при $\rho_b = 0{,}14$ находим $\gamma_{b1} = 0{,}77$, переходим к п. 6, затем к п. 7.

Проверяем условие (4.30). Так как

$$\sigma_{bt} = \sigma_{b,\max} = 1{,}31 \text{ МПа} > R_{bt}\gamma_{b1} =$$
$$= 1{,}2 \cdot 0{,}77 = 0{,}93 \text{ МПа},$$

трещины в растянутой зоне образуются, переходим к п. 11.

По формуле (3.445)

$$e_{s,tot} = \frac{1286 \cdot 10^3}{1536 \cdot 10^3} + (0{,}728 - 0{,}357 - 0{,}06) =$$
$$= 1{,}15 \text{ м},$$

переходим к п. 12.

По формулам (3.442) и (3.443):

$$\varphi_f = \frac{(0{,}51 - 0{,}14) \cdot 0{,}2 + 15 \cdot 9{,}42 \cdot 10^{-4}}{0{,}14 \cdot 1{,}34} =$$
$$= 0{,}47;$$

$$\alpha = \frac{40{,}21 \cdot 10^{-4}}{0{,}14 \cdot 1{,}34} \cdot 15 = 0{,}322.$$

переходим к п. 13.

По формуле (3.444) $\delta_f = \frac{0{,}2}{1{,}34} = 0{,}15$, переходим к п. 14.

Вычисляем коэффициенты в уравнении (3.441):

$$3\left(1 - \frac{e_{s,tot}}{h_0}\right) = 3\left(1 - \frac{1{,}15}{1{,}34}\right) = 0{,}43;$$

$$6\left[\frac{e_{s,tot}}{h_0}(\varphi_f - \alpha) - \varphi_f\left(1 - \frac{\delta_f}{2}\right)\right] =$$
$$= 6\left[\frac{1{,}15}{1{,}34}(0{,}47 + 0{,}322) -\right.$$
$$\left. - 0{,}47\left(1 - \frac{0{,}15}{2}\right)\right] = 1{,}46;$$

$$3\varphi_f\delta_f\left(1 - \frac{e_{s,tot}}{h_0}\right) - 6\frac{e_{s,tot}}{h_0}\alpha - 2\varphi_f\delta_f^2 =$$
$$= 3 \cdot 0{,}47 \cdot 0{,}15\left(1 - \frac{1{,}15}{1{,}34}\right) -$$

$$-6 \cdot \frac{1,15}{1,34} \cdot 0,322 - 2 \cdot 0,47 \cdot 0,15^2 =$$

$$= -1,644,$$ переходим к п. 15.

Решая уравнение (3.441), находим $\xi = 0,884$, переходим к п. 16.

Так как $\xi = 0,884 > \delta_f = 0,15$; $\xi = 0,884 < \frac{1,4 - 0,18}{1,34} = 0,91$, т. е. условия (3.447) и (3.448) выполняются, переходим к п. 18.

Определяем характеристики приведенного сечения без учета растянутого бетона.

Приведенная площадь

$$A_{red} = 0,51 \cdot 0,18 + 0,5 \cdot 0,04\,(0,51 - 0,14) +$$
$$+ 0,14\,(0,884 \cdot 1,34 - 0,18) +$$
$$+ 15 \cdot 9,42 \cdot 10^{-4} + 15 \cdot 40,21 \cdot 10^{-4} =$$
$$= 0,3143 \text{ м}^2.$$

Статический момент относительно растянутой арматуры

$$S_{red} = 0,51 \cdot 0,18\,(1,34 - 0,5 \cdot 0,18) +$$
$$+ 0,5 \cdot 0,04\,(0,51 - 0,14)\,(1,34 - 0,18 -$$
$$- 0,33 \cdot 0,04) + 0,14\,(0,884 \cdot 1,34 - 0,18) \times$$
$$\times [1,34\,(1 - 0,884) + 0,5\,(0,884 \cdot 1,34 -$$
$$- 0,18)] = 15 \cdot 9,42 \cdot 10^{-4}\,(1,34 - 0,04) =$$
$$= 0,2323 \text{ м}^3.$$

Расстояние от центра тяжести сечения до растянутой арматуры

$$y_{red} = \frac{0,2323}{0,3143} = 0,739 \text{ м}.$$

Момент инерции

$$I_{red} = \frac{0,51 \cdot 0,18^3}{12} + 0,51 \cdot 0,18\,(1,34 -$$
$$- 0,739 - 0,5 \cdot 0,18)^2 + \frac{(0,51 - 0,14)\,0,04^3}{36} +$$
$$+ (0,51 - 0,14)\,0,5 \cdot 0,04\,(1,34 - 0,739 -$$
$$- 0,193)^2 + \frac{0,14\,(0,884 \cdot 1,34 - 0,18)^3}{12} +$$
$$+ 0,14\,(0,884 \cdot 1,34 - 0,18) \cdot [1,34 - 0,739 -$$
$$- 0,18 - 0,5 \cdot (0,884 \cdot 1,34 - 0,18)]^2 +$$
$$+ 15 \cdot 9,42 \cdot 10^{-4}\,(1,34 - 0,739 - 0,04)^2 +$$
$$+ 15 \cdot 40,21 \cdot 10^{-4} \cdot 0,739^2 = 0,0756 \text{ м}^4.$$

Расстояние от усилия P_{02} до центра тяжести сечения

$$e_{0p} = y_{red} - e_{sp} = 0,739 - 0,311 = 0,428 \text{ м}.$$

По формуле (2.13)

$$\sigma_{b,max} = \frac{P_{02}}{A_{red}} - \frac{P_{02} e_{0p} y'}{I_{red}} + \frac{M_{max} y'}{I_{red}} =$$
$$= \frac{1536 \cdot 10^3}{0,3143} -$$
$$- \frac{1536 \cdot 10^3 \cdot 0,428\,(1,34 - 0,739)}{0,0756} +$$
$$+ \frac{1286 \cdot 10^3\,(1,34 - 0,739)}{0,0756} = 9,88 \cdot 10^6 \text{ Па} =$$
$$= 9,88 \text{ МПа}.$$

Поскольку при минимальной внешней нагрузке напряжения в бетоне по нижней грани сжимающие, напряжения в верхнем волокне бетона при этой нагрузке будем определять по полному приведенному сечению:

$$\sigma_{b,min} = \frac{1536 \cdot 10^3}{0,3391} -$$
$$- \frac{1536 \cdot 10^3 \cdot 0,357\,(1,4 - 0,728)}{0,08585} +$$
$$+ \frac{180 \cdot 10^3\,(1,4 - 0,728)}{0,08585} = 1,63 \cdot 10^6 \text{ Па} =$$
$$= 1,63 \text{ МПа}.$$

По формуле (3.436)

$$\sigma_{s,max} = \alpha_s' \left(\frac{M_{max} y_{red}}{I_{red}} - \frac{P_{02}}{A_{red}} - \right.$$
$$\left. - \frac{P_{02} e_{0p} y_{red}}{I_{red}} \right) + \sigma_{sp,2} =$$
$$= 15 \left(\frac{1286 \cdot 10^3 \cdot 0,739}{0,0756} - \frac{1536 \cdot 10^3}{0,3143} - \right.$$
$$\left. - \frac{1536 \cdot 10^3 \cdot 0,428 \cdot 0,739}{0,0756} \right) + 290 \cdot 10^6 =$$
$$= 308,8 \cdot 10^6 \text{ Па} = 308,8 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{s,min} = \alpha_s' \left[\frac{M_{min}\,(y - a_{sp})}{I_{red}} - \frac{P_{02}}{A_{red}} - \right.$$
$$\left. - \frac{P_{02} e_{0p}\,(y - a_{sp})}{I_{red}} \right] + \sigma_{sp,2} =$$
$$= 15 \left[\frac{180 \cdot 10^3\,(0,728 - 0,06)}{0,08585} - \right.$$
$$- \frac{1536 \cdot 10^3}{0,3391} -$$
$$\left. - \frac{1536 \cdot 10^3 \cdot 0,357\,(0,728 - 0,06)}{0,08585} \right] +$$
$$+ 290 \cdot 10^6 = 179 \cdot 10^6 \text{ Па} = 179 \text{ МПа},$$

переходим к п. 19.

По формуле (3.451)

$$\rho_b = \frac{1,63}{9,88} = 1,165,$$ переходим к п. 20.

По табл. 1.20 при $\rho_b = 1,165$ вычисляем $\gamma_{b1} = 0,78$, проверяем условие (3.434).

При $\gamma_{b1} R_b = 0,78 \cdot 17,0 = 13,3$ МПа $> \sigma_{b,max} = 9,88$ МПа. Выносливость сжатого бетона обеспечена, переходим к п. 21.

По формуле (3.456)

$$\rho_s = \frac{179{,}0}{308{,}8} = 0{,}58,$$ переходим к п. 22.

По табл. 1.31 для арматуры класса A-IV при $\rho_s = 0{,}58$ находим $\gamma_{s3} = 0{,}58$, переходим к п. 23.

Проверяем условие (3.435). При $R_s = 0{,}58 \times 510 = 296$ МПа $< \sigma_{s,max} = 308{,}8$ МПа, выносливость растянутой арматуры не обеспечена.

Выносливость сечений, наклонных к продольной оси элемента

Расчет на выносливость наклонных сечений производят из условия, что равнодействующая главных растягивающих напряжений, действующих на уровне центра тяжести приведенного сечения, должна быть полностью воспринята поперечной арматурой при напряжениях в ней, равных расчетным сопротивлениям R_s, т. е. должно выполняться условие

$$\sigma_{mt} \leqslant R_s \frac{A_w}{bs_w} + R_s \frac{A_{inc}}{bs_{inc}} \left(\sin\theta + \cos\theta \frac{\tau_{xy}}{\sigma_{mt} + \sigma_y} \right), \qquad (3.450)$$

где σ_{mt} — главные растягивающие напряжения на уровне центра тяжести приведенного сечения, определяемые по формуле (4.34); σ_y — сжимающие напряжения в направлении, перпендикулярном продольной оси (на том же уровне), равные сумме напряжений от местного действия опорных реакций и сосредоточенных сил, определяемых по формуле (4.39), и напряжений от усилия предварительного обжатия хомутов и отогнутых стержней, определяемых по формуле (4.41); τ_{xy} — касательные напряжения на том же уровне, что и σ_{mt}, определяемые по формуле (4.42); R_s — расчетное сопротивление поперечной и отогнутой арматуры с учетом коэффициентов условий работы γ_{s3} и γ_{s4}; θ — угол наклона отогнутой арматуры к продольной оси элемента в рассматриваемом сечении.

При вычислении σ_{mt}, σ_y и τ_{xy} приведенное сечение включает в себя полное сечение бетона, а также площадь сечения всей продольной арматуры, умноженной на коэффициент приведения α_s', определяемый по табл. 3.32.

Расчет производят для каждого участка с постоянной интенсивностью поперечного армирования.

Для элементов, в которых поперечную арматуру не предусматривают, должны быть выполнены условия (4.32) и (4.33), с введением в эти условия вместо расчетных сопротивлений бетона $R_{bt,ser}$ и $R_{b,ser}$ соответственно расчетных сопротивлений R_{bt} и R_b, умноженных на коэффициент условий работы γ_{b1}.

Пример 3.31. По данным, приведенным в примере 3.30, требуется рассчитать подкрановую балку на выносливость по наклонным сечениям.

Р е ш е н и е. Определяем изгибающий момент и поперечную силу в сечении II—II:

а) при невыгоднейшем расположении крана:

$$M_{max} = 306 \frac{5{,}2 + 10{,}2}{11{,}7} 1{,}5 + \frac{11 \cdot 1{,}5}{2} (11{,}7 - 1{,}5) = 688 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{max} = 306 \frac{5{,}2 + 10{,}2}{11{,}7} + 11 \left(\frac{11{,}7}{2} - 1{,}5 \right) = 450 \text{ кН};$$

б) при отсутствии крана:

$$Q_{min} = 11 \left(\frac{11{,}7}{2} - 1{,}5 \right) = 48 \text{ кН}.$$

Проверяем возможность образования нормальных трещин в сечении II—II (см. пример 3.30):

$$\sigma_{b,max} = -\frac{1536 \cdot 10^3}{0{,}3804} - \frac{1536 \cdot 10^3 (0{,}682 - 0{,}371)\, 0{,}682}{0{,}1031} + \frac{688 \cdot 10^3 \cdot 0{,}682}{0{,}1031} = -2{,}6 \cdot 10^6 \text{ Па} = -2{,}6 \text{ МПа} < 0.$$

Поскольку при действии M_{max} все сечение сжато и трещины отсутствуют, дальнейший расчет ведем по приведенному ($\alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{29 \cdot 10^3} = 6{,}9$) сечению.

Выносливость наклонных сечений проверяем на уровне центра тяжести приведенного сечения. Вычисляем статический момент верхней части сечения относительно этого уровня:

$$S_{red} = 0{,}51 \cdot 0{,}18\,(0{,}672 - 0{,}5 \cdot 0{,}18) + 0{,}5 \cdot 0{,}04\,(0{,}51 - 0{,}14)\,(0{,}672 - 0{,}18 - 0{,}33 \cdot 0{,}04) + 0{,}14\,(0{,}672 - 0{,}18)^2\, 0{,}5 + 6{,}9 \cdot 9{,}42 \cdot 10^{-4}\,(0{,}672 - 0{,}04) = 0{,}07802 \text{ м}^3.$$

Наибольшие и наименьшие касательные напряжения определяем по формуле (4.42):

$$\tau_{max} = \frac{Q_{max} S_{red}}{I_{red}} = \frac{450 \cdot 10^3 \cdot 0{,}07802}{0{,}08585 \cdot 0{,}14} = 2{,}92 \cdot 10^6 \text{ Па} = 2{,}92 \text{ МПа};$$

$$\tau_{\min} = \frac{Q_{\min} S_{red}}{I_{red}} =$$

$$= \frac{48 \cdot 10^3 \cdot 0{,}07802}{0{,}8585 \cdot 0{,}14} = 0{,}31 \cdot 10^6 \text{ Па} =$$

$$= 0{,}31 \text{ МПа}.$$

Нормальные напряжения на уровне центра тяжести

$$\sigma_{x,\max} = \sigma_{x,\min} = \frac{P_{02}}{A_{red}} =$$

$$= \frac{1536 \cdot 10^3}{0{,}3391} = 4{,}52 \cdot 10^6 \text{ Па} = 4{,}52 \text{ МПа}.$$

Сечение II—II расположено от опоры на расстоянии $1{,}5 \text{ м} > 0{,}7h$, поэтому $\sigma_y = \sigma_{y,loc} = 0$.

По формуле (4.34) вычисляем наибольшие и наименьшие главные растягивающие напряжения:

$$\sigma_{mt,\max} = \frac{-4{,}52}{2} + \sqrt{\left(\frac{4{,}52}{2}\right)^2 + 2{,}92^2} = 1{,}43 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mt,\min} = \frac{-4{,}52}{2} + \sqrt{\left(\frac{4{,}52}{2}\right)^2 + 0{,}31^2} = 0{,}02 \text{ МПа}.$$

По формуле (3.457) $\rho_s = \frac{0{,}02}{1{,}43} = 0{,}014$.

По табл. 1.31 при $\rho_s = 0{,}014$ и классе арматуры A-III $\gamma_{s3} = 0{,}404$.

Поперечные стержни приварены к продольным точечной сваркой. В этом случае по табл. 1.32 при $\rho_s = 0{,}014$, классе арматуры A-III и группе II сварных соединений $\gamma_{s4} = 0{,}604$.

Проверяем условие (3.450). Так как $0{,}404 \times 0{,}604 \times 365 \cdot \frac{2{,}26 \cdot 10^{-4}}{0{,}14 \cdot 0{,}1} = 1{,}44$ МПа $> \sigma_{mt,\max} = 1{,}43$ МПа, выносливость наклонных сечений обеспечена.

Коэффициенты условий работы; коэффициент асимметрии цикла

Коэффициенты условий работы бетона γ_{b1}, принимаемые при действии многократно повторяющейся нагрузки и учитывающие снижение усталостной прочности бетона (в старых нормах эту функцию выполнял коэффициент k_{p6}), определяют в зависимости от коэффициента асимметрии цикла

$$\rho_b = \frac{\rho_{b,\min}}{\sigma_{b,\max}}, \qquad (3.451)$$

где $\sigma_{b,\min}$ и $\sigma_{b,\max}$ — соответственно наименьшее и наибольшее значения напряжений в бетоне в пределах цикла изменения нагрузки (принимаются со своими алгебраическими знаками: при проверке условия (3.434) за положительные принимают напряжения сжатия, а при проверке условия (4.30) ... (4.33) — напряжения растяжения).

При $\rho_b \geqslant 0$ коэффициент γ_{b1} принимают по табл. 1.20.

При определении расчетного сопротивления R_{bt} или $R_{bt,ser}$, если напряжения растяжения сменяются напряжениями сжатия, за величину $\sigma_{b,\min}$ принимают сжимающие напряжения. В этом случае коэффициент γ_{b1} для бетона естественной влажности при $0 > \rho_b \geqslant -5$ определяют по формуле

$$\gamma_{b1} = 0{,}7 - 0{,}06\,|\,\rho_b\,|. \qquad (3.452)$$

При $\gamma_{b1} = 1$ расчет на выносливость сжатого бетона можно не производить.

При проверке образования наклонных трещин коэффициенты условий работы γ_{b1}, вводимые в расчетные сопротивления R_{bt} ($R_{bt,ser}$) и R_b ($R_{b,ser}$), определяют соответственно в зависимости от

$$\rho_b = \frac{\sigma_{mt,\min}}{\sigma_{mt,\max}}, \quad \rho_b = \frac{\sigma_{mc,\min}}{\sigma_{mc,\max}}, \qquad (3.453)$$

где $\sigma_{mc,\min}$, $\sigma_{mc,\max}$, $\sigma_{mt,\min}$ и $\sigma_{mt,\max}$ — соответственно минимальные и максимальные главные сжимающие и главные растягивающие напряжения в бетоне в пределах цикла изменения нагрузки, определяемые по формуле (4.34) по полному приведенному сечению.

При определении напряжений бетона, входящих в формулы (3.451) и (3.453), используют такие же нагрузки, что и при расчете на выносливость.

Для изгибаемых элементов, выполняемых без предварительного напряжения, формулы (3.451) и (3.453) приобретают вид:

$$\rho_b = M_{\min}/M_{\max}; \qquad (3.454)$$

$$\rho_b = Q_{\min}/Q_{\max}. \qquad (3.455)$$

Если число циклов повторения нагрузок значительно превышает $2 \cdot 10^6$ (т. е. порядка 10^k, где $k \geqslant 7$), коэффициент условий работы γ_{b1} следует уменьшить на 0,03 ($k - 6$).

Коэффициенты условий работы арматуры γ_{s3}, принимаемые при расчете выносливости и учитывающие снижение усталостной прочности арматуры (в старых нормах эту функцию выполнял коэффициент k_{ps}), определяют по табл. 1.31.

При наличии сварных соединений, являющихся дополнительным концентратором напряжений, вводят коэффициент условий работы γ_{s4}, зависящий от типа сварного соединения, класса и марки стали, диаметра стержней и коэффициента асимметрии цикла. Коэффициент γ_{s4} определяют по табл. 1.32.

Для арматуры, имеющей сварные соединения, коэффициенты γ_{s3} и γ_{s4} учитывают одновременно.

При расчете на выносливость сечений, нормальных к оси элемента, коэффициент асимметрии цикла ρ_s определяют по формуле

$$\rho_s = \sigma_{s,\min}/\sigma_{s,\max}, \qquad (3.456)$$

где $\sigma_{s,\min}$ и $\sigma_{s,\max}$ — соответственно наименьшие и наибольшие напряжения в растянутой арматуре в пределах цикла изменения нагрузки (принимаются со своими знаками, при этом за положительные принимают растягивающие напряжения).

При расчете на выносливость наклонных сечений значение ρ_s определяют по формуле

$$\rho_s = \sigma_{mt,\min}/\sigma_{mt,\max}, \qquad (3.457)$$

где $\sigma_{mt,\min}$ и $\sigma_{mt,\max}$ — соответственно наименьшие и наибольшие главные растягивающие напряжения в бетоне в пределах цикла изменения нагрузки, определяемые по формуле (4.34).

При определении напряжений, входящих в формулы (3.456) и (3.457), используют такие же нагрузки, что и при расчете на выносливость.

Для изгибаемых элементов, выполняемых без предварительного напряжения, при расчете на выносливость наклонных сечений формула (3.457) приобретает вид

$$\rho_s = Q_{\min}/Q_{\max}, \qquad (3.458)$$

а при расчете на выносливость нормальных сечений коэффициент асимметрии цикла ρ_s допускается определять с учетом накопления неупругих деформаций бетона по формулам:

$$\text{при } 0 \leqslant M_{\min}/M_{\max} \leqslant 0{,}2 \quad \rho_s = 0{,}3; \qquad (3.459)$$

$$\text{при } 0{,}75 \geqslant M_{\min}/M_{\max} > 0{,}2 \quad \rho_s = 0{,}15 + 0{,}8M_{\min}/M_{\max};$$

$$\text{при } 1 > M_{\min}/M_{\max} \geqslant 0{,}75 \quad \rho_s = M_{\min}/M_{\max}, \qquad (3.460)$$

где $M_{\min}$ и $M_{\max}$ — соответственно наименьший и наибольший изгибающий моменты в расчетном сечении элемента в пределах цикла изменения нагрузки.

ГЛАВА 4. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ ВТОРОЙ ГРУППЫ

Расчет по образованию трещин

Железобетонные элементы рассчитывают по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента и наклонных к ней.

Расчет по образованию трещин выполняют на постоянные, длительные и кратковременные расчетные нагрузки с учетом коэффициента надежности по нагрузке γ_f для всех трех категорий требований к трещиностойкости (см. табл. 2.1 и 2.2):

для 1-й категории при $\gamma_f > 1$ — чтобы не допустить образования трещин;

для 2-й категории при $\gamma_f > 1$ — для выяснения необходимости проверки по непродолжительному раскрытию трещин и их закрытию;

для 3-й категории при $\gamma_f = 1$ — для выяснения необходимости проверки по раскрытию трещин.

Расчет по образованию трещин осуществляют также для выяснения случая расчета по деформациям.

Расчет выполняют для условий эксплуатации конструкций, стадий их изготовления, транспортирования и возведения.

Порядок учета нагрузок, коэффициента надежности по нагрузке γ_f и коэффициента точности натяжения γ_{sp} приведен в табл. 2.2.

Образование трещин, нормальных к продольной оси элемента

Для изгибаемых, растянутых и внецентренно-сжатых железобетонных элементов усилия, воспринимаемые сечениями, нормальными к продольной оси, при образовании трещин определяют на основе следующих предпосылок:

для деформаций бетона и арматуры считается справедливой гипотеза плоских сечений;

наибольшие относительные удлинения крайних растянутых волокон бетона принимают равными $2R_{bt,ser}/E_b$;

напряжения в бетоне сжатой зоны (если она имеется) определяют с учетом упругих, а для внецентренно-сжатых элементов и изгибаемых предварительно напряженных элементов — также с учетом неупругих деформаций бетона;

напряжения в бетоне растянутой зоны распределяются равномерно; принимают их равными $R_{bt,ser}$;

напряжения в ненапрягаемой арматуре равны алгебраической сумме напряжений, вызванных усадкой и ползучестью бетона, и напряжений, отвечающих приращению деформаций окружающего бетона;

напряжения в напрягаемой арматуре равны алгебраической сумме напряжений ее предварительного натяжения (с учетом всех потерь) и напряжений, отвечающих приращению деформаций окружающего бетона.

При определении усилий, воспринимаемых сечениями элементов с предварительно напряженной арматурой без анкеров, на единицу зоны передачи напряжений l_p (см. формулу (5.19)) при расчете по образованию трещин необходимо учитывать снижение предварительного напряжения в арматуре σ_{sp} и σ'_{sp} путем умножения на коэффициент γ_{s5} (см. табл. 1.30, поз. 5).

Расчет предварительно напряженных центрально-обжатых железобетонных элементов при центральном растяжении силой N выполняют из условия

$$N \leqslant N_{crc}, \qquad (4.1)$$

где N_{crc} — усилие, воспринимаемое сечением, нормальным к продольной оси элемента, при образовании трещин.

$$N_{crc} = R_{bt,ser}(A_b + 2\alpha_s A_{sp} + 2\alpha_s A_s) + P_0, \quad (4.2)$$

где A_{sp} и A_s — соответственно площадь напрягаемой и ненапрягаемой арматуры.

Расчет изгибаемых, внецентренно-сжатых, а также внецентренно-растянутых элементов по образованию трещин осуществляют из условия

$$M_r \leqslant M_{crc}, \quad (4.3)$$

Величину M_r определяют по формулам: для изгибаемых элементов (рис. 4.1, *а*)

$$M_r = M; \quad (4.6)$$

для внецентренно-сжатых элементов (рис. 4.1, *б*)

$$M_r = N(e_0 - r); \quad (4.7)$$

для внецентренно-растянутых элементов (рис. 4.1, *в*)

$$M_r = N(e_0 + r), \quad (4.8)$$

где r — расстояние от центра тяжести приведенного сечения элемента до ядровой точки (ус-

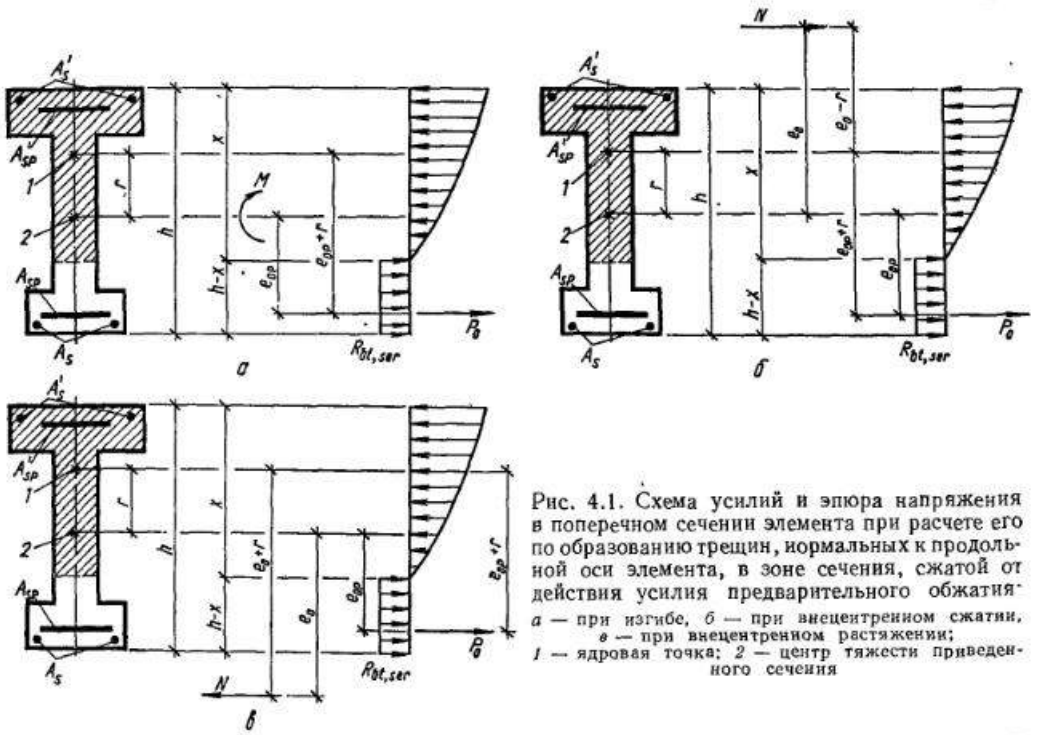


Рис. 4.1. Схема усилий и эпюра напряжения в поперечном сечении элемента при расчете его по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента, в зоне сечения, сжатой от действия усилия предварительного обжатия:
а — при изгибе, *б* — при внецентренном сжатии, *в* — при внецентренном растяжении;
1 — ядровая точка; *2* — центр тяжести приведенного сечения

где M_r — момент приложенных к элементу внешних сил относительно оси, проходящей через ядровую точку, наиболее удаленную от растянутой зоны, трещинообразование которой проверяют; M_{crc} — момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин.

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} \pm M_{rp}, \quad (4.4)$$

где M_{rp} — момент усилия P_0 относительно той же оси, что и для определения M_r (знак момента определяется направлением вращения: «+» — когда направления вращения моментов M_{rp} и M_r противоположны, «—» — когда совпадают).

$$M_{rp} = P_0(e_{0p} \pm r). \quad (4.5)$$

В формуле (4.5) знак «+» принимают, когда усилие P_0 сжимает растянутую зону (рис. 4.1), знак «—» — когда растягивает ее.

ловной), наиболее удаленной от растянутой зоны, трещинообразование которой проверяют.

Для внецентренно-сжатых и изгибаемых элементов

$$r = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}} = \varphi a_n, \quad (4.9)$$

где

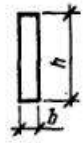
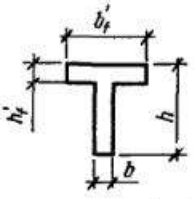
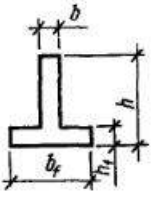
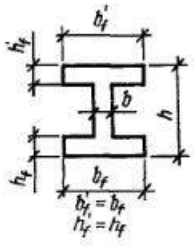
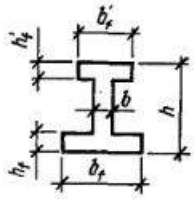
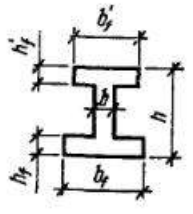
$$\varphi = 1{,}6 - \frac{\sigma_b}{R_{b,ser}}. \quad (4.10)$$

При этом должно выполняться условие $0{,}7 \leqslant \varphi \leqslant 1$. Напряжения в крайних сжатых волокнах бетона σ_b в момент, предшествующий образованию нормальных трещин,

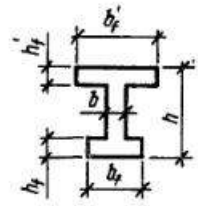
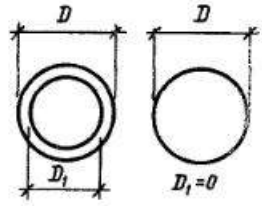
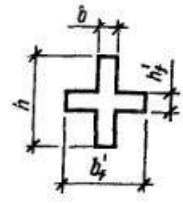
$$\sigma_b = \frac{P_0(a_{n,t} + a_{n,b}) + 2R_{bt,ser}W_{red,b}}{W_{red,t}}, \quad (4.11)$$

где $a_{n,t} = W_{red,b}/A_{red}$; $a_{n,b} = W_{red,t}/A_{red}$; $W_{red,t}$ и $W_{red,b}$ — значения W_{red} для грани се-

Таблица 4.1. **Значения коэффициента γ**

Сечения	Коэффициент γ	Форма поперечного сечения
Прямоугольное	1,75	
Тавровое с полкой, расположенной в сжатой зоне	1,75	
Тавровое с полкой, расположенной в растянутой зоне:		
при $b_f'/b \leqslant 2$ независимо от отношения h_f'/h	1,75	
при $b_f'/b > 2$ и $h_f'/h \geqslant 0,2$	1,75	
при $b_f'/b > 2$ и $h_f'/h < 0,2$	1,5	
Двутавровое симметричное (коробчатое):		
при $b_f'/b = b_f/b \leqslant 2$	1,75	
при $2 < b_f'/b = b_f/b \leqslant 6$	1,5	
при $b_f'/b = b_f/b > 6$ и $h_f'/h = h_f/h \geqslant 0,2$	1,5	
при $6 < b_f'/b = b_f/b \leqslant 15$ и $h_f'/h = h_f/h < 0,2$	1,25	
при $b_f'/b = b_f/b > 15$ и $h_f'/h = h_f/h < 0,1$	1,1	
Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $b_f/b \leqslant 3$:		
при $b_f'/b \leqslant 2$ независимо от отношения h_f'/h	1,75	
при $2 < b_f'/b \leqslant 6$ независимо от отношения h_f'/h	1,5	
при $b_f'/b > 6$ и $h_f'/h > 0,1$	1,5	
Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $3 < b_f'/b < 8$:		
при $b_f'/b \leqslant 4$ независимо от отношения h_f'/h	1,5	
при $b_f'/b > 4$ и $h_f'/h \geqslant 0,2$	1,5	
при $b_f'/b > 4$ и $h_f'/h < 0,2$	1,25	

Продолжение табл. 4.1

Сечения	Коэффициент γ	Форма поперечного сечения
Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $b_f'/b \geqslant 8$: при $h_f/h > 0{,}3$ при $h_f/h \leqslant 0{,}3$	 1,5 1,25	
Кольцевое и круглое	$2 - 0{,}4\frac{D_1}{D}$	
Крестовое: при $b_f'/b \geqslant 2$ и $0{,}9h_f'/h > 0{,}2$ в остальных случаях	 2 1,75	

Примечание. Обозначения b_f и h_f соответствуют размерам полки, которая при расчете по образованию трещин является растянутой, а b_f' и h_f' — размерам полки, которая для этого случая расчета сжата.

чения, соответственно сжатой (верхней) и растянутой (нижней) от момента M_r.

Для внецентренно-растянутых элементов

$$r = \frac{W_{pl}}{A_b + 2(\alpha_s A_{sp} + \alpha_s A_s + \alpha_s A_{sp}' + \alpha_s A_s')}, \tag{4.12}$$

если удовлетворяется условие

$$e_0 - e_{0p} \leqslant \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{P_0}, \tag{4.13}$$

и r принимают равным a_n, если указанное условие не удовлетворяется.

Для внецентренно-сжатых, а также для предварительно-напряженных изгибаемых элементов, в бетоне сжатой зоны которых возникновение неупругих деформаций весьма вероятно, ядровое расстояние r принимают с понижающим коэффициентом. Это позволяет приближенно учесть неблагоприятное влияние на трещинообразование неупругих деформаций бетона сжатой зоны.

В формулах (4.12) и (4.13) W_{pl} — момент сопротивления приведенного сечения элемента для крайнего растянутого волокна с учетом неупругих деформаций растянутого бетона, определяемый в предположении отсутствия продольной силы N и усилия предварительного обжатия P_0 как

$$W_{pl} = \frac{2(I_{b0} + \alpha_s I_{s0} + \alpha_s I_{s0}')}{h - x} + S_{b0}. \tag{4.14}$$

Положение нулевой линии сечения определяют из условия

$$S_{b0}' + \alpha_s S_{s0}' - \alpha_s S_{s0} = \frac{h - x}{2} A_{bt}. \tag{4.15}$$

В формулах (4.14) и (4.15) I_{b0} — момент инерции площади сечения сжатой зоны бетона относительно нулевой линии; I_{s0} и I_{s0}' — соответственно моменты инерции площадей сечения арматуры S и S' относительно нулевой линии; S_{b0}' и S_{b0} — соответственно статические моменты площадей сечения сжатой и растянутой зоны бетона относительно нулевой линии; S_{s0} и S_{s0}' — соответственно статические моменты площадей сечения арматуры S и S' относительно нулевой линии; A_{bt} — площадь сечения растянутой зоны бетона.

Для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений условие (4.15) принимает вид

$$h - x = \frac{\overline{S}_{red}}{\overline{A}_{red}}, \qquad (4.16)$$

где $\overline{S}_{red}$ — статический момент площади приведенного сечения, вычисленный без учета площади бетона растянутых свесов, относительно растянутой грани; $\overline{A}_{red}$ — площадь приведенного сечения, вычисленная без учета половины площади бетона растянутых свесов.

Значение W_{pl} допускается определять по формуле

$$W_{pl} = \gamma W_{red}, \qquad (4.17)$$

где γ — коэффициент, учитывающий влияние неупругих деформаций бетона растянутой зоны в зависимости от формы сечения (определяют по табл. 4.1).

Изгибаемые, внецентренно-сжатые, а также внецентренно-растянутые предварительно напряженные элементы по образованию нормальных трещин рекомендуется рассчитывать по алгоритму, приведенному в табл. 4.2.

Для ненапряженных элементов

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} \mp M_{sh}, \qquad (4.18)$$

где M_{sh} — момент усилия N_{sh}, вызванного усадкой бетона, относительно той же оси, что и для определения M_r; знак момента определяется направлением вращения («+» — когда направления M_{sh} и M_r противоположны, «—» — когда совпадают).

Для свободно опертых балок и плит

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} - N_{sh}(e_{0p} + r). \qquad (4.19)$$

Усилие N_{sh} рассматривают как внешнюю растягивающую силу. Его величина и эксцентриситет относительно центра тяжести приведенного сечения элемента:

$$N_{sh} = \sigma_{sh}(A_s + A'_s); \qquad (4.20)$$

$$e_{0p} = \frac{A_s y_s - A'_s y'_s}{A_s + A'_s}, \qquad (4.21)$$

где y_s и y'_s — соответственно расстояние от центра тяжести приведенного сечения до центров тяжести сечений арматуры S_s и S'_s; σ_{sh} — напряжения арматуры, вызванные усадкой бетона, равные 40 МПа для тяжелого бетона классов $B30$ и ниже при естественном твердении и 25 МПа для бетона тех же классов при тепловой обработке; для бетонов других видов и классов σ_{sh} принимают согласно табл. 2.4, поз. 8.

Если коэффициент армирования μ_s меньше 0,01, допускается величины W_{pl} и r определять как для бетонного сечения, принимая $N_{sh} = 0$ и $A_s = A'_s = 0$.

При расчете по образованию трещин в зоне, растянутой от действия внешних сил в стадиях транспортирования, возведения и эксплуатации, значение момента M_{crc} определяют:

Таблица 4.2. **Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента**

№ п.п	Алгоритм
1	Вычисляют геометрические характеристики сечения y, I_{red}, A_{red}, W_{red}.
2	По табл. 4.1 определяют γ.
3	По формуле (4.17) вычисляют W_{pl}.
4	Если элемент подвержен изгибу или внецентренному сжатию, переходят к п. 5, иначе — к п. 9.
5	Для крайних сжатых волокон бетона по формуле (4.11) вычисляют σ_b.
6	По формуле (4.10) вычисляют φ.
7	Если $\varphi < 0{,}7$, принимают $\varphi = 0{,}7$; если $\varphi > 1$, принимают $\varphi = 1$; иначе переходят к п. 8.
8	По формуле (4.9) вычисляют r, затем переходят к п. 13.
9	Если выполняется условие (4.13), переходят к п. 10, иначе — к п. 11.
10	По формуле (4.12) вычисляют r, затем переходят к п. 13.
11	По формуле (4.9) при $\varphi = 1$ вычисляют r.
12	По формуле (4.8) вычисляют M_r, затем переходят к п. 16.
13	Если элемент подвержен изгибу, переходят к п. 14, иначе — к п. 15.
14	Принимают $M_r = M$, переходят к п. 16.
15	По формуле (4.7) вычисляют M_r.
16	По формуле (4.5) — M_{rp}.
17	По формуле (4.4) — M_{crc}.
18	Проверяют неравенство (4.3); конец.

а) если сила P_{02} сжимает растянутую зону, по формуле

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl,b} + M_{rp}, \qquad (4.22)$$

где

$$M_{rp} = P_{02}(e_{0p} + r_t); \qquad (4.23)$$

б) если сила P_{02} растягивает эту зону (например, вблизи опор неразрезных балок), по формуле

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl,t} - M_{rp}, \qquad (4.24)$$

где

$$M_{rp} = P_{02}(e_{0p} - r_b). \qquad (4.25)$$

Здесь $W_{pl,b}$ и $W_{pl,t}$ — значения W_{pl} для граней сечения, соответственно сжатой (нижней) и растянутой (верхней) от усилия P_{02} (рис. 4.2); r_t и r_b — расстояния от центра тяжести приведенного сечения элемента до условных ядровых точек, наиболее удаленных, соответственно, от грани, сжатой усилием P_{02}, и от грани, растянутой этим усилием, определяемые таким же образом, как и r.

Порядок учета коэффициента γ_{sp} при определении P_{02} указан в табл. 2.2.

Если вычисленная по формуле (4.24) величина M_{crc} имеет отрицательное значение, значит трещины образовались до приложения внешней нагрузки.

Для вычисления M_r в формулах (4.7) и (4.8) принимают значения r, равные r_t или r_b, т. е. такие же, как и при определении M_{crc}.

Расчет по образованию начальных трещин в зоне сечения, растянутой от действия усилия предварительного обжатия (рис. 4.3) в стадии изготовления, выполняют из условия

$$P_{01}(e_{0p} - r_b) \pm M_r \leqslant R^p_{bt,ser} W_{pl,t}, \quad (4.26)$$

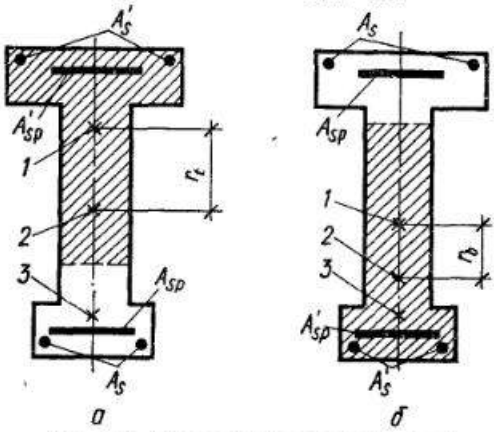


Рис. 4.2. Определение величин r_t и r_b:

а — при расчете по образованию трещин в зоне сечения, сжатой от действия усилия предварительного обжатия; *б* — то же, в зоне сечения, растянутой от действия усилия предварительного обжатия;
1 — ядровая точка; *2* — центр тяжести приведенного сечения; *3* — точка приложения усилия предварительного обжатия.

где M_r — момент внешних сил, действующих на элемент в стадии изготовления (например, от веса элемента), определяемый по формулам (4.6) ... (4.8) (знак момента определяется направлением вращения: «+» — когда направление этого момента и момента усилия P_{01} совпадают, «—» — когда они противоположны); $R^p_{bt,ser}$ — значение $R_{bt,ser}$ при классе бетона, численно равном передаточной прочности R_{bp}.

При расчете по образованию трещин на участках элементов с начальными трещинами в сжатой зоне величину M_{crc} для зоны, растянутой от действия внешней нагрузки, определенную по формулам (4.4) или (4.22), необходимо снижать путем умножения на коэффициент, равный $(1 - \lambda)$, где

$$\lambda = \left(1{,}5 - \frac{0{,}9}{\delta}\right)(1 - \varphi_m). \quad (4.27)$$

При отрицательных значениях λ указанный коэффициент принимают равным нулю.

В формуле (4.27)

$$\varphi_m = \frac{R^p_{bt,ser} W_{pl,t}}{P_{01}(e_{0p} - r_b) \pm M_r}, \quad (4.28)$$

и

$$\delta = \frac{y_{red}}{h - y_{red}} \cdot \frac{A_{sp} + A_s}{A_{sp} + A_s + A'_{sp} + A'_s}, \quad (4.29)$$

где y_{red} — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до грани, растянутой от действия внешней нагрузки; при этом должны выполняться условия $0{,}45 \leqslant \varphi_m \leqslant 1$ и $\delta \leqslant 1{,}4$.

Значение P_{01} определяют при том же коэффициенте γ_{sp}, что и усилие P_{02}. Для элементов, армированных проволочной арматурой и стержневой арматурой класса Ат-VI, величину δ, полученную по формуле (4.29), снижают на 15 %.

При действии многократно повторяющейся нагрузки железобетонные элементы рассчитывают по образованию трещин из условия

$$\sigma_{bt} \leqslant R_{bt,ser}, \quad (4.30)$$

где σ_{bt} — максимальные растягивающие напряжения в бетоне, определяемые по формуле (2.13) для растянутой грани элемента. Их вычисляют по приведенному сечению, включающему в себя полное сечение бетона, а также площадь сечения всей продольной арматуры, умноженной на коэффициент приведения α'_s, определяемый по табл. 3.32.

Расчетное сопротивление бетона растяжению $R_{bt,ser}$ в формуле вводят с коэффициентом условий работы γ_{b1} по табл. 1.20.

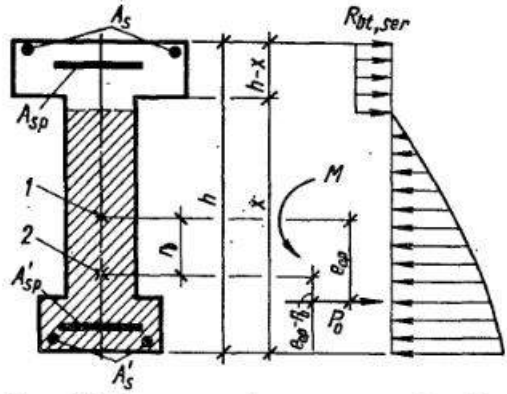
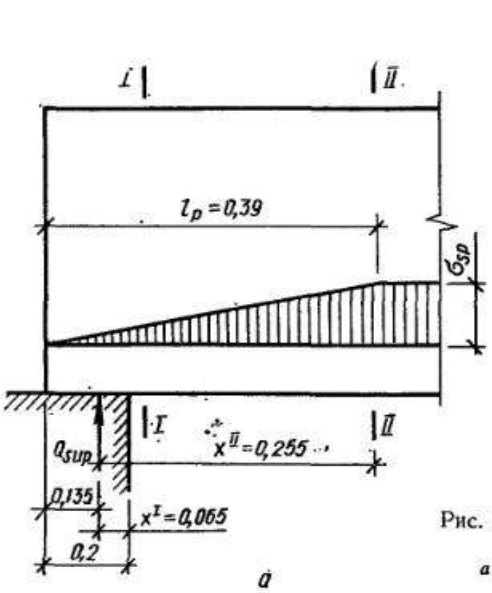
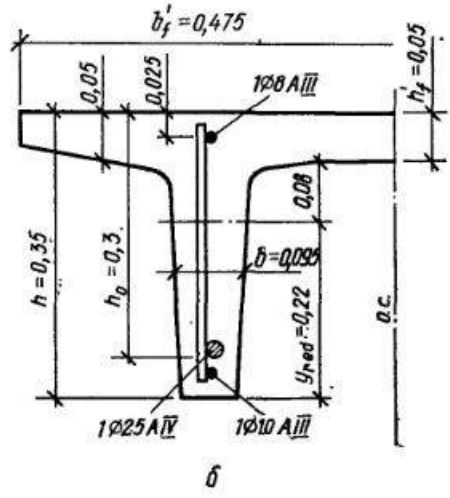


Рис. 4.3. Схема усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении элемента при расчете его по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента, в зоне сечения, растянутой от действия усилия предварительного обжатия:
1 — центр тяжести приведенного сечения; *2* — ядровая точка.

Пример 4.1. Дано: плита покрытия (рис. 4.4) из тяжелого бетона класса *B*25, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении ($R_{b,ser} = 18{,}5$ МПа; $R_{bt,ser} = 1{,}6$ МПа; $E_b = 27{,}0 \cdot 10^3$ МПа). Передаточная прочность R_{bp} соответствует классу *B*20 ($R^p_{b,ser} = 15{,}0$ МПа; $R^p_{bt,ser} = 1{,}4$ МПа). Предварительно напряженная арматура класса А-IV площадью сечения $A_{sp} = 4{,}91 \cdot 10^{-4}$ м² (1 ∅ 25); ненапрягаемая арматура класса А-III площадью сечения $A_s = 0{,}785 \cdot 10^{-4}$ м² (1 ∅ 10) и $A'_s = 0{,}503 \cdot 10^{-4}$ м² (1 ∅ 8). Геометрические характеристики приведенного сечения: площадь



а



б

Рис. 4.4. Предварительно напряженная плита перекрытия (размеры в м):
а — приопорный участок; *б* — поперечное сечение.

$A_{red} = 5{,}55 \cdot 10^{-2}$ м², расстояние от центра тяжести до растянутой (нижней) грани $y_{red} = 0{,}22$ м, момент инерции $I_{red} = 7{,}18 \cdot 10^{-4}$ м⁴. Максимальный момент при $\gamma_f = 1$ для половины сечения плиты $M_{tot} = 66$ кН · м, в т. ч. момент от веса плиты $M_d = 5{,}3$ кН · м. Усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь и $\gamma_{sp} = 1$ $P_{01} = 230$ кН, его эксцентриситет относительно центра тяжести приведенного сечения $e_{0p} = 0{,}167$ м; усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь и $\gamma_{sp} = 1$ $P_{02} = 150$ кН, его эксцентриситет $e_{0p} = 0{,}165$ м; требования к трещиностойкости 3-й категории.

Требуется проверить плиту по образованию трещин в верхней и нижней зоне, а также определить величину M_{crc}.

Решение. Вычисляем характеристики приведенного сечения:

$$W_{red,b} = \frac{I_{red}}{y_{red}} = \frac{7{,}18 \cdot 10^{-4}}{0{,}22} = 32{,}6 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3;$$

$$W_{red,t} = \frac{I_{red}}{h - y_{red}} = \frac{7{,}18 \cdot 10^{-4}}{0{,}35 - 0{,}22} = 55{,}2 \cdot 10^{-4} \text{ м}^3;$$

$$a_{n,t} = \frac{W_{red,b}}{A_{red}} = \frac{32{,}6 \cdot 10^{-4}}{5{,}55 \cdot 10^{-2}} = 5{,}87 \cdot 10^{-2} \text{ м};$$

$$a_{n,b} = \frac{W_{red,t}}{A_{red}} = \frac{55{,}2 \cdot 10^{-4}}{5{,}55 \cdot 10^{-2}} = 9{,}94 \cdot 10^{-2} \text{ м}.$$

По формуле (4.11) вычисляем фибровые напряжения в бетоне:

для нижней грани при P_{02}

$$\sigma_b = \frac{150 \cdot 10^3 (5{,}87 \cdot 10^{-2} + 9{,}94 \cdot 10^{-2}) + 2 \cdot 1{,}6 \cdot 10^6 \cdot 32{,}6 \cdot 10^{-4}}{55{,}2 \cdot 10^{-4}} = 6{,}2 \cdot 10^6 \text{ Па} = 6{,}2 \text{ МПа};$$

для верхней грани при P_{01}

$$\sigma_b = \frac{230 \cdot 10^3 (9{,}94 \cdot 10^{-2} + 5{,}87 \cdot 10^{-2}) + 2 \cdot 1{,}4 \cdot 10^6 \cdot 55{,}2 \cdot 10^{-4}}{32{,}6 \cdot 10^{-4}} = 15{,}9 \cdot 10^6 \text{ Па} = 15{,}9 \text{ МПа}.$$

По формуле (4.10) находим $\varphi_b = 1{,}6 - \frac{15{,}9}{15} = 0{,}54 < 0{,}7$; $\varphi_t = 1{,}6 - \frac{6{,}2}{18{,}5} = 1{,}26 > 1$. Принимаем $\varphi_b = 0{,}7$ и $\varphi_t = 1$.

По формуле (4.9)

$$r_t = \varphi_t \frac{W_{red,b}}{A_{red}} = 1 \cdot \frac{32{,}6 \cdot 10^{-4}}{5{,}55 \cdot 10^{-2}} = 0{,}058;$$

$$r_b = \varphi_b \frac{W_{red,t}}{A_{red}} = 0{,}7 \cdot \frac{55{,}2 \cdot 10^{-4}}{5{,}55 \cdot 10^{-2}} = 0{,}069.$$

По табл. 4.1 $\gamma = \gamma_b = 1{,}75$; $\gamma = \gamma_t = 1{,}5$. По формуле (4.17) вычисляем $W_{pl,b} = 1{,}75 \times$

$\times 32{,}6 \cdot 10^{-4} = 57{,}05 \cdot 10^{-4}$ м³; $W_{pl,t} = 1{,}5 \times$ $\times 55{,}2 \cdot 10^{-4} = 82{,}8 \cdot 10^{-4}$ м³.

По формуле (4.4), с учетом зависимости (4.5), определяем M_{crc} в предположении отсутствия начальных верхних трещин: $M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl,b} + P_{02}(e_{0p} + r_t) = 1{,}6 \cdot 10^{-6} \times$ $\times 57{,}05 \cdot 10^{-4} + 150 \cdot 10^3 \ (0{,}165 + 0{,}058) =$ $= 42{,}6 \cdot 10^3$ Н · м = 42,6 кН · м $< M_{tot} =$ = 66 кН · м, т. е. в нижней зоне плиты образуются трещины.

Образование верхних трещин проверяем из условия (4.26), учитывая, что $M_r = M_d$: $P_{01}(e_{0p} - r_b) - M_d = 230 \ (0{,}167 - 0{,}069) -$ $- 5{,}3 = 17{,}24$ кН · м $> R^p_{bt,ser} W_{pl,t} = 1{,}4 \times$ $\times 10^6 \cdot 82{,}8 \cdot 10^{-4} = 11{,}6 \cdot 10^3$ Н · м = = 11,6 кН · м. Следовательно, верхние трещины образуются.

Уточняем значение M_{crc} в связи с наличием верхних трещин. Для этого по формулам (4.28) и (4.29) вычисляем:

$$\varphi_m = \frac{1{,}4 \cdot 10^6 \cdot 82{,}8 \cdot 10^{-4}}{230 \cdot 10^3 (0{,}167 - 0{,}069) - 5{,}3 \cdot 10^3} =$$

$$= 0{,}67 > 0{,}45;$$

$$\delta = \frac{0{,}22}{0{,}35 - 0{,}22} \times$$

$$\times \frac{4{,}91 \cdot 10^{-4} + 0{,}785 \cdot 10^{-4}}{4{,}91 \cdot 10^{-4} + 0{,}785 \cdot 10^{-4} + 0{,}503 \cdot 10^{-4}} =$$

$$= 1{,}55 > 1{,}4.$$

Принимаем $\varphi_m = 0{,}67$ и $\delta = 1{,}4$.

По формуле (4.27) $\lambda = \left(1{,}5 - \frac{0{,}9}{1{,}4}\right) \times$ $\times (1 - 0{,}67) = 0{,}283$. Уточненное значение $M_{crc} = (1 - 0{,}283) \cdot 42{,}6 = 30{,}6$ кН · м.

Образование трещин, наклонных к продольной оси элемента

Трещины, появляющиеся в зоне действия поперечных сил, можно условно разделить на две группы. К первой относят трещины, начинающиеся от растянутой грани элемента в виде нормальных и затем, при дальнейшем развитии, получающие наклон по направлениям, перпендикулярным к траекториям главных растягивающих напряжений. Ко второй группе относят трещины, образующиеся в средней зоне по высоте элемента. Приведенный в нормах расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента, относится именно к этим трещинам.

Для изгибаемых элементов расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси, можно не производить, если выполняется условие

$$Q \leqslant Q_{b,crc}, \qquad (4.31)$$

где $Q_{b,crc}$ — поперечное усилие, воспринимаемое бетоном в наклонном сечении и определяемое по формуле (3.276) с заменой R_{bt} на $R_{bt,ser}$.

Поскольку наклонные трещины образуются в бетоне, работающем в условиях плоского напряженного состояния, для оценки их образования в новой редакции норм используют критерий прочности бетона при плоском напряженном состоянии (в области «сжатие — растяжение»). В соответствии с этим критерием расчет по образованию наклонных трещин выполняют из условий

$$\text{при } \sigma_{mc} \leqslant \gamma_{b4} R_{b,ser} \quad \sigma_{mt} \leqslant R_{bt,ser}; \qquad (4.32)$$

$$\text{при } \sigma_{mc} > \gamma_{b4} R_{b,ser} \quad \sigma_{mt} \leqslant \frac{1}{1 - \gamma_{b4}} R_{bt,ser} \times$$

$$\times \left(1 - \frac{\sigma_{mc}}{R_{b,ser}}\right), \qquad (4.33)$$

где γ_{b4} — коэффициент условий работы, определяемый по табл. 4.3.

Из условий (4.32) и (4.33) следует, что главные напряжения, действующие в бетоне по наклонным площадкам, не должны быть больше соответствующих предельных значений, отвечающих принятому критерию прочности. Последний учитывает и влияние неупругих деформаций бетона на его сопротивление образованию наклонных трещин.

При расчете по образованию наклонных трещин можно также пользоваться условием $\sigma_{mt} \leqslant \gamma_{b4} R_{bt,ser}$ (получено из выражений (4.32) и (4.33) путем алгебраических преобразований), где $\gamma_{b4} = \left(1 - \frac{\sigma_{mc}}{R_{b,ser}}\right) / (0{,}2 + \alpha B)$; для тяжелого бетона $\alpha = 0{,}01$, для мелкозернистого, легкого и ячеистого — 0,02; B — класс бетона, МПа. При этом должны выполняться условия $\gamma_{b4} \leqslant 1$ и $\alpha B \leqslant 0{,}3$.

Главные растягивающие и главные сжимающие напряжения в бетоне σ_{mt} и σ_{mc} определяют по формуле

$$\sigma_{\substack{mt \\ mc}} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau^2_{xy}}, \qquad (4.34)$$

где σ_x — нормальные напряжения в бетоне на площадке, перпендикулярной продольной оси элемента, от внешней нагрузки и усилия предварительного обжатия P_0, определяемые по формуле (2.13); σ_y — нормальные напряжения в бетоне на площадке, параллельной продольной оси элемента, от местного действия опорных реакций и сосредоточенных сил, а также усилия предварительного обжатия хомутов и отогнутых стержней; τ_{xy} — касательные напряжения в бетоне от внешней нагрузки и усилий предварительного обжатия отогнутых стержней.

Напряжения σ_x и σ_y подставляют в формулу (4.34) со знаком «+», если они растягивающие,

и со знаком «—», если сжимающие. Напряжения σ_{mc} в условиях (4.32) и (4.33) принимают по абсолютной величине.

Проверяют условия (4.32) и (4.33), а значит и определяют главные напряжения в самых опасных местах элемента с точки зрения образования наклонных трещин — в центре тяжести приведенного сечения и по линии примыкания сжатой полки к стенке (ребру) элемента таврового или двутаврового сечения. По длине элемента такую проверку выполняют в нескольких местах в зависимости от изменения формы сечения, эпюры поперечных сил и изгибающих моментов.

Таблица 4.3. **Значения коэффициента условий работы** γ_{b4}

Класс бетона	Значения γ_{b4} для бетона	
	тяжелого и мелкозернистого	легкого
$B15$ и ниже	0,5	0,5
$B20$	0,5	0,4
$B25$	0,5	0,3
$B30$	0,5	0,2
$B35$	0,45	0,1
$B40$	0,4	0,0
$B45$	0,35	—
$B50$	0,3	—
$B55$	0,25	—
$B60$	0,2	—

При расчете элементов с предварительно напряженной арматурой без анкеров следует учитывать снижение предварительного напряжения σ_{sp} и σ'_{sp} на длине зоны передачи напряжений l_p (см. формулу (5.19)) путем умножения на коэффициент γ_{s5} согласно табл. 1.30, поз. 5. Допускается принимать в расчете значения коэффициента γ_{b4} по табл. 4.3 и значения сопротивления бетона $R_{bt,ser}$ и $R_{b,ser}$, соответствующие классам, сниженным по сравнению с принятым в проекте, если такое снижение приводит к повышению нагрузки, при которой образуются наклонные трещины (например, при классе бетона $B60$ допускается вводить в расчет значения перечисленных величин для класса $B55$, что целесообразно при низких значениях отношения $\sigma_{mc}/R_{b,ser}$).

При необходимости напряжения σ_x и τ_{xy} от внешней нагрузки и предварительного обжатия алгебраически суммируют с напряжениями от местного действия опорных реакций и сосредоточенных сил

$$\sigma_{x,loc} = \varphi_x \frac{P}{bh}\ ; \qquad (4.35)$$

$$\tau_{loc} = \varphi_{xy} \frac{P}{bh}\ , \qquad (4.36)$$

где

$$\varphi_x = \frac{2}{\pi}\left[\frac{1+3(1+\alpha^2)(1-2\beta)}{2(1+\alpha^2)} + 3\alpha(1-2\beta)\operatorname{arctg}\frac{1}{\alpha} - \frac{\alpha^2\beta}{(\alpha^2+\beta^2)^2}\right]; \qquad (4.37)$$

$$\varphi_{xy} = \frac{2\beta}{\pi}\left\{\frac{\alpha[5+3\alpha^2(1-\beta)-6\beta]}{(1+\alpha^2)^2} - 3(1-\beta)\operatorname{arctg}\frac{1}{\alpha} + \frac{\alpha\beta}{(\alpha^2+\beta^2)^2}\right\}. \qquad (4.38)$$

Значения напряжений σ_y, подставляемые в формулу (4.34), принимают равными сумме напряжений от местного действия опорных реакций и сосредоточенных сил $\sigma_{y,loc}$ и напряжений от усилия предварительного обжатия хомутов и отогнутых стержней σ_{yp}.

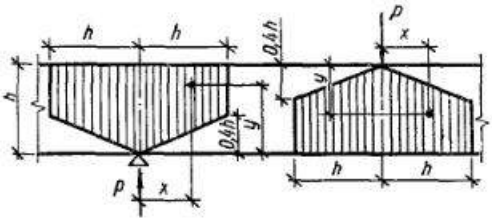


Рис. 4.5. Распределение напряжений $\sigma_{y,loc}$ вблизи места приложения опорных реакций и сосредоточенных сил.

Местные напряжения, возникающие вблизи места приложения опорных реакций и сосредоточенных сил, определяют как для упругого тела по формуле

$$\sigma_{y,loc} = \varphi_y \frac{P}{bh}\ , \qquad (4.39)$$

где

$$\varphi_y = \frac{2\beta^2}{\pi}\left[\frac{3-2\beta}{(1+\alpha^2)^2} - \frac{\beta}{(\alpha^2+\beta^2)^2}\right]. \qquad (4.40)$$

В формулах (4.35)...(4.40) P — величина сосредоточенной силы или опорной реакции (рис. 4.5); $\alpha = x/h$ и $\beta = y/h$ — относительные координаты точки, для которой определяют величины местных напряжений; в месте приложения силы P $x = 0$ и $y = 0$, при этом ось X направлена параллельно продольной оси элемента, ось Y — нормально к ней.

Численные значения коэффициентов φ_x, φ_{xy} и φ_y можно также определять по табл. 4.4.

Учет местных напряжений $\sigma_{y,loc}$ (а также $\sigma_{x,loc}$ и τ_{loc}) ограничен длиной участка $x = 0{,}7h$ в обе стороны от точки приложения сосредоточенной силы. $\sigma_{y,loc}$, вычисленные по формуле (4.39) со знаком «—», соответствуют сжимающим напряжениям, со знаком «+» — растягивающим.

Значения сжимающих напряжений (принятые со знаком «—») от предварительного напряжения хомутов и отгибов σ_{yp} определяют по формуле

$$\sigma_{yp} = -\frac{\sigma_{wp}A_w}{s_w b} - \frac{\sigma_{sp}A_{inc}}{s_{inc}b}\sin\Theta, \qquad (4.41)$$

Таблица 4.4. Значения коэффициентов φ_x, φ_y, φ_{xy} для определения местных напряжений

$\beta = \frac{y}{h}$	Обозначения	Значения φ_x, φ_y, φ_{xy} при $\alpha = x/h$							
		0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
0,2	φ_x	0,63	0,22	—0,21	—0,21	—0,13	—0,17	—0,04	—0,02
	φ_y	—2,75	—1,97	—0,74	—0,25	—0,08	—0,02	0	0,01
	φ_{xy}	0,26	0,62	0,47	0,19	0,05	—0,01	—0,03	—0,03
0,3	φ_x	0,59	0,4	0,04	—0,12	—0,14	—0,12	—0,1	—0,07
	φ_y	—1,87	—1,59	—0,89	—0,42	—0,17	—0,06	—0,01	0,01
	φ_{xy}	—0,25	0,04	0,24	0,18	0,09	0,03	0	—0,01
0,4	φ_x	0,44	0,36	0,15	—0,01	—0,09	—0,11	—0,1	—0,09
	φ_y	—1,28	—1,19	—0,81	—0,46	—0,23	—0,1	—0,03	0
	φ_{xy}	—0,48	—0,25	—0,01	0,08	0,07	0,04	0,02	0,01
0,5	φ_x	0,3	0,27	0,16	0,04	—0,03	—0,06	—0,07	—0,07
	φ_y	—0,92	—0,87	—0,65	—0,42	—0,24	—0,12	—0,04	0
	φ_{xy}	—0,58	—0,4	—0,16	—0,03	0,02	0,03	0,03	0,01
0,6	φ_x	0,14	0,15	0,12	0,06	0,01	—0,02	—0,04	—0,04
	φ_y	—0,62	—0,59	—0,48	—0,33	—0,2	—0,11	—0,04	—0,01
	φ_{xy}	—0,59	—0,45	—0,24	—0,1	—0,03	—0,01	0,02	0,02
0,8	φ_x	—0,18	—0,11	—0,02	0,03	0,04	0,04	0,04	0,03
	φ_y	—0,22	—0,21	—0,18	—0,13	—0,09	—0,05	—0,02	0
	φ_{xy}	—0,41	—0,34	—0,22	—0,13	—0,06	—0,02	0	0,01
1	φ_x	—0,5	—0,36	—0,14	—0,04	0,02	0,06	0,08	0,09
	φ_y	0	0	0	0	0	0	0	0
	φ_{xy}	0	0	0	0	0	0	0	0

Примечание. Отрицательные значения φ_x и φ_y соответствуют сжимающим напряжениям σ_x и σ_y; положительные — растягивающим напряжениям. При положительных значениях φ_{xy} напряжения τ_{los} имеют то же направление, что и τ_{xy}, определенные по формуле (4.42), при отрицательных — противоположное.

где A_w — площадь сечения напрягаемых хомутов, расположенных в одной плоскости, нормальной к оси элемента; A_{inc} — площадь сечения напрягаемой отогнутой арматуры, заканчивающейся на участке s_{inc} длиной $0,5\,h$, расположенном симметрично относительно рассматриваемого сечения 0—0 (рис. 4.6); σ_{wp} и σ_{sp} — предварительные напряжения после проявления всех потерь соответственно в хомутах и отогнутой арматуре.

Касательные напряжения в бетоне τ_{xy} определяют по формуле

$$\tau_{xy} = \frac{QS_{red}}{bI_{red}}, \qquad (4.42)$$

где S_{red} — статический момент части приведенного сечения, расположенной выше рассматриваемых волокон, относительно оси, проходящей через центр тяжести указанного сечения; b — ширина элемента на уровне рассматриваемых волокон; Q — поперечная сила от внешней нагрузки в рассматриваемом сечении, если нагрузка не является фиксированной, значение Q принимают с учетом возможного отсутствия этой нагрузки на участке от опоры до рассматриваемого сечения.

В элементах с напрягаемой наклонной или криволинейного очертания арматурой значение поперечной силы Q, подставляемое в формулу (4.42), определяют как разность (или сумму) поперечных сил от внешней нагрузки Q_r и силы обжатия Q_{rp} по формуле

$$Q = Q_r - Q_{rp}, \qquad (4.43)$$

где

$$Q_{rp} = \Sigma P_{02} \sin\theta; \qquad (4.44)$$

P_{02} — усилие в пучке или стержне, заканчивающемся на опоре или на участке между опорой и сечением, расположенным на расстоянии $0,25h$ от рассматриваемого сечения 0—0 (см. рис. 4.6) и определяемое по формуле

$$P_{02} = \sigma_{sp,2} A_{inc,1}; \qquad (4.45)$$

$\sigma_{sp,2}$ — предварительное напряжение отогнутой арматуры после проявления всех потерь; θ — угол между осью арматуры и продольной осью элемента в рассматриваемом сечении; $A_{inc,1}$ — площадь сечения одного стержня или пучка напрягаемой отогнутой арматуры.

При переменной высоте балки значения поперечной силы для вычисления скалывающих

напряжеиий определяют по формуле

$$Q = Q^* \pm \frac{M^*}{h} \operatorname{tg}\theta, \qquad (4.46)$$

где θ — угол наклоиа грани балки к продольной оси; Q^* и M^* — соответственно поперечная сила и изгибающий момеит (без учета предварительного напряжения) в рассматрнваемом поперечном сечении.

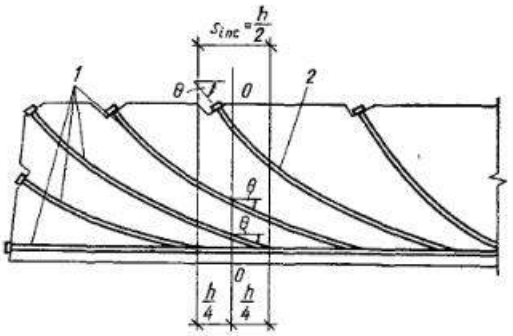


Рис. 4.6. Криволинейная отогнутая напрягаемая арматура, учитываемая при определении предварительных напряжений в бетоне (нормальных к продольной оси элемента σ_y и скалывающих τ_{xy}):

1 — арматура, учитываемая при определении напряжений $\tau_{x,y}$ в сечении 0—0; *2* — арматура, учитываемая при определении напряжений σ_y на участке s_{inc}.

В формуле (4.46) знак «—» — принимают, если высота балки возрастает с увелнчением абсолютной величины изгибающего момента, и знак «+», если убывает.

Расчет изгибающих элементов по образованию наклонных трещин рекомендуется выполнить по алгоритму, приведенному в табл. 4.5.

Для элементов, подвергающихся совместному действию изгиба и кручения, величину τ_{xy}, подставляемую в формулу (4.34), принимают равной сумме скалывающих напряжений от изгиба, определяемых по формуле (4.42), и от кручения τ_T.

Значения τ_T определяют по формулам пластического кручения, т. е. принимают, что к моменту образования трещин эти напряжения имеют одинаковую величину по всему сечению элемента

$$\tau_T = \frac{T}{W_T}, \qquad (4.47)$$

где W_T — момент сопротивления сечення при пластическом кручении, определяемый по формуле

$$W_T = 2V, \qquad (4.48)$$

в которой V — объем тела, ограниченного поверхностью равного ската с углом наклона 45° к плоскости сечения, построенного на рассматриваемом сечении (рис. 4.7).

Таблица 4.5. **Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элемента**

№ п.п	Алгоритм
1	Проверяют неравенство (4.31). Если оно не выполняется, переходят к п. 2, иначе — конец.
2	Вычисляют геометрические характеристики приведенного сечения A_{red}, S_{red}, y_{red}, I_{red}.
3	По формуле (2.13) для участков вне зоны передачи напряжений анкеровки l_p вычисляют σ_x.
4	По табл. 4.4 определяют φ_x, φ_y и φ_{xy}.
5	По формулам (4.35), (4.36) и (4.39) вычисляют $\sigma_{x,loc}$, τ_{loc} и $\sigma_{u,loc}$.
6	По формуле (4.41) вычисляют σ_{yp}
7	По формуле (4.42) — τ_{xy}.
8	Алгебраически суммируют величины σ_x и $\sigma_{x,loc}$; $\sigma_{y,loc}$ и σ_{yp}; τ_{xy} и τ_{loc}.
9	По формуле (4.34) вычисляют σ_{mt} и σ_{mc}.
10	По табл. 4.3 определяют γ_{b4}.
11	Если $\sigma_{mc} \leqslant \gamma_{b4} R_{b,ser}$, переходят к п. 12, иначе — п. 13.
12	Проверяют условие (4.32); конец.
13	Проверяют условие (4.33); конец.

Для элементов прямоугольного сечения (рис. 4.7, *а*)

$$\tau_T = \frac{6T}{b^2(3h - b)}, \qquad (4.49)$$

где h и b — соответственно больший и меньший размеры сечения.

При действии многократно повторяющейся нагрузки расчет железобетонных элементов по образованию наклонных трещин выполняют по формулам (4.31)...(4.49). При этом расчетные сопротивления бетона $R_{bt,ser}$ и $R_{b,ser}$ вводят в расчет с коэффициентом условий работы γ_{b1} по табл. 1.20.

Пример 4.2. Д а н о: плита покрытия (см. рис. 4.4) из тяжелого бетона класса *B*25, под-

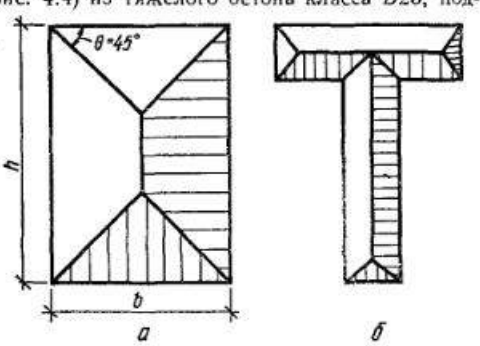


Рис. 4.7. Схема определения момента сопротивления сечения при пластическом кручении; *а* — для прямоугольного сечения; *б* — для таврового сечения.

вергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении ($R_{b,ser} = 18{,}5$ МПа; $R_{bt,ser} = 1{,}6$ МПа; $E_b = 27 \cdot 10^3$ МПа); геометрические характеристики приведенного сечения указаны в примере 4.1; предварительно напряженная арматура класса A-IV ($E_s = 1{,}9 \cdot 10^5$ МПа) без анкеров, длина зоны передачи напряжений $l_p = 0{,}39$ м; усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь и $\gamma_{sp} = 1$ — $P_{02} = 150$ кН, его эксцентриситет $e_{0p} = 0{,}165$ м; предварительное напряжение с учетом всех потерь $\sigma_{sp,2} = 475$ МПа; поперечная сила от внешней нагрузки в опорном сечении (при $\gamma_f = 1$) $Q = 50$ кН; требования к трещиностойкости 3-й категории. Остальные данные приведены на рис. 4.4.

Требуется проверить образуются ли наклонные трещины в пределах длины зоны передачи напряжений.

Расчет. Для проверки образования наклонных трещин в пределах длины зоны передачи напряжений необходимо рассмотреть сечения у грани опоры (сечение I) и на расстоянии l_p от торца плиты (сечение II). Расчет следует проводить в центре тяжести сечения и на уровне примыкания полки.

Рассмотрим сечение I на уровне центра тяжести. Усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь в этом сечении $P_{02} = 150 \times \frac{20}{25{,}5 + 13{,}5} = 76{,}9$ кН.

Проверку сечения выполняем по алгоритму, приведенному в табл. 4.5.

При $\varphi_{b3} = 0{,}6$ и

$$\varphi_n = 0{,}1 \frac{76{,}9 \cdot 10^3}{1{,}6 \cdot 10^6 \cdot 0{,}095 \cdot 0{,}3} = 0{,}169$$

проверяем условие (4.31).

Так как $Q = 50 \cdot 10^3$ Н $> Q_{b,crc} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_n) R_{bt,ser} b h_0 = 0{,}6(1 + 0{,}169)\, 1{,}6 \cdot 10^6 \times 0{,}095 \cdot 0{,}3 = 32{,}0 \cdot 10^3$ Н, указанное условие не выполняется; переходим к п. 2.

При $\alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2{,}0 \cdot 10^5}{27{,}0 \cdot 10^3} = 7$ статический момент приведенной площади части сечения, расположенной выше центра тяжести, относительно нулевой линии $S_{red} = 0{,}475 \times 0{,}05 \cdot 0{,}105 + 0{,}08 \cdot 0{,}095 \cdot 0{,}04 + 7{,}0 \times 0{,}503 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}105 = 2{,}84 \cdot 10^{-3}$ м³. Переходим к п. 3.

По формуле (2.13) при $y_i = 0$ и $P_0 = P'_{02}$ $\sigma_x = \frac{76{,}9 \cdot 10^3}{5{,}55 \cdot 10^{-2}} = 1{,}39 \cdot 10^6$ Па $= 1{,}39$ МПа.

Так как напряжения сжимающие, принимаем их со знаком «—». Переходим к п. 4. По табл. 4.4 при $\alpha = 0{,}065/0{,}35 = 0{,}186$ и $\beta = 0{,}22/0{,}35 = 0{,}63$ находим $\varphi_x = 0{,}10$; $\varphi_y = -0{,}453$; $\varphi_{xy} = -0{,}264$.

Переходим к п. 5. По формулам (4.35), (4.39) и (4.36):

$$\sigma_{x,loc} = 0{,}10 \frac{50 \cdot 10^3}{0{,}095 \cdot 0{,}35} = 150 \cdot 10^3 \text{ Па} = 0{,}15 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{y,loc} = -0{,}453 \frac{50 \cdot 10^3}{0{,}095 \cdot 0{,}35} = -681 \cdot 10^3 \text{ Па} = -0{,}681 \text{ МПа};$$

$$\tau_{loc} = -0{,}264 \frac{50 \cdot 10^3}{0{,}095 \cdot 0{,}35} = -397 \cdot 10^3 \text{ Па} = -0{,}397 \text{ МПа}.$$

Переходим к п. 6. Так как предварительно напряженная поперечная арматура отсутствует ($\sigma_{yp} = 0$), переходим к п. 7. По формуле (4.42)

$$\tau_{xy} = \frac{50 \cdot 10^3 \cdot 2{,}84 \cdot 10^{-3}}{7{,}18 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}095} = 2{,}08 \cdot 10^6 \text{ Па} = 2{,}08 \text{ МПа}.$$

Переходим к п. 8. $\sigma_x = -1{,}39 + 0{,}15 = -1{,}24$ МПа; $\sigma_y = -0{,}681$ МПа, $\tau_{xy} = 2{,}08 - (-0{,}397) = 1{,}683$ МПа.

Переходим к п. 9. По формуле (4.34)

$$\sigma_{\substack{mt \\ mc}} = \frac{-1{,}24}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-1{,}24}{2}\right)^2 + (1{,}683)^2} = -0{,}62 \pm 1{,}79;$$

$$\sigma_{mt} = -0{,}62 + 1{,}79 = 1{,}17 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mc} = -0{,}62 - 1{,}79 = -2{,}41 \text{ МПа}.$$

Переходим к п. 10. По табл. 4.3 для тяжелого бетона класса $B25$ находим $\gamma_{b4} = 0{,}5$.

Переходим к п. 11. Так как $\sigma_{mc} = 2{,}41$ МПа $< \gamma_{b4} R_{b,ser} = 0{,}5 \cdot 18{,}5 = 9{,}25$ МПа, переходим к п. 12.

Проверяем условие (4.32). Так как $\sigma_{mt} = 1{,}17$ МПа $< R_{bt,ser} = 1{,}6$ МПа, трещиностойкость концевого участка элемента по наклонным сечениям (на уровне центра тяжести сечения) обеспечена.

Расчет по образованию наклонных трещин на уровне примыкания полки выполняется аналогично.

Расчет по раскрытию трещин

Железобетонные элементы рассчитывают по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента и наклонных к ней. Расчет должен обеспечивать элементы от чрезмерного раскрытия трещин; выполняют его, как правило, для всех стадий: изготовления, транспортирования, возведения и эксплуатации.

В связи с изменениями, внесенными в нормы в отношении требований к трещиностойкости элементов, и выделением из некоторых кратковременных нагрузок тех, которые действуют достаточно долгий срок, установлены новые понятия о непродолжительном и продолжительном раскрытии трещин. Под первым понимают раскрытие трещин при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, под вторым — раскрытие при действии только постоянных и длительных нагрузок. Предельно

допустимые значения ширины непродолжительного и продолжительного раскрытия трещин даны в табл. 2.1 в зависимости от условий работы элемента и вида применяемой арматуры.

Для элементов, к которым предъявляют требования 3-й категории трещиностойкости, расчет по раскрытию трещин в общем случае выполняют два раза: на непродолжительное и на продолжительное раскрытие трещин. Для изгибаемых элементов при предельно допустимой ширине раскрытия трещин $a_{crc,sh} = 0{,}4$ мм и $a_{crc,l} = 0{,}3$ мм при проверке раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, расчет можно вести только один раз. Если

$$\frac{M_l}{M_{tot}} > \frac{2}{3} + \frac{M_{rp}}{3M_{tot}}, \qquad (4.50)$$

проверяют продолжительное раскрытие трещин от действия момента M_l; если

$$\frac{M_l}{M_{tot}} \leqslant \frac{2}{3}, \qquad (4.51)$$

проверяют непродолжительное раскрытие трещин от действия момента M_{tot}.

Здесь M_{rp} — момент усилия обжатия P_{02}, определяемый по формуле (4.5); при наличии начальных трещин в сжатой зоне P_{02} умножают на коэффициент $(1 - \lambda)$, где λ определяют по формуле (4.27).

Проверка ширины раскрытия трещин не требуется, если в соответствии с расчетом по образованию трещин они не образуются от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, вводимых в расчет с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$.

Для изгибаемых и внецентренно-сжатых элементов, указанных в табл. 2.1, поз. 3, и входящих в состав статически неопределимых систем, при однорядном армировании проверка ширины раскрытия нормальных трещин не требуется в следующих случаях:

а) если коэффициент армирования μ_s превышает:

Для арматуры классов Вр-I и А-I . .	0,01
То же, А-II, Ас-II, А-III и Ат-IIIС . .	0,02

б) если при любых коэффициентах армирования μ_s диаметр арматуры не превышает:

Для арматуры классов А-I, А-II и Ас-II	22 мм
То же, А-III и Ат-IIIС	8 мм

Раскрытие трещин, нормальных к продольной оси элемента

Ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, a_{crc}, мм, определяют по формуле

$$a_{crc} = \delta\varphi_l\eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20\,(3{,}5 - 100\bar{\mu}_s)\sqrt[3]{d}, \qquad (4.52)$$

где δ — коэффициент, принимаемый равным:

Для изгибаемых и внецентренно-сжатых элементов	1
Для растянутых элементов	1,2

φ_l — коэффициент, принимаемый равным:

при учете кратковременных нагрузок и непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок — 1;

при многократно повторяющейся нагрузке, а также продолжительном действии постоянных и длительных нагрузок для элементов из бетонов:

Тяжелого естественной влажности	$1{,}6 - 15\bar{\mu}_s$
в водонасыщенном состоянии	1,2
при попеременном водонасыщении и высушивании . . .	1,75
Мелкозернистого	
группы А	1,75
группы Б	2,0
группы В	1,5
Легкого и поризованного . .	Не менее 1,5
Ячеистого	2,5;

η — коэффициент, принимаемый равным:

Для стержневой арматуры периодического профиля	1
То же, гладкой	1,3
Для проволочной арматуры периодического профиля и канатов	1,2
То же, гладкой	1,4;

σ_s — напряжения или (при наличии предварительного напряжения) приращение напряжений в стержнях крайнего ряда арматуры S от действия внешней нагрузки, определяемые по формулам (4.57)...(4.63); $\bar{\mu}_s$ — коэффициент армирования сечения, принимаемый равным отношению площади сечения арматуры S к площади сечения бетона при рабочей высоте h_0 без учета сжатых свесов полок; при этом должно выполняться условие $\bar{\mu}_s \leqslant 0{,}02$; если во внецентренно-растянутых элементах растягивающая сила $N_{tot} = N - P_0$ расположена между центрами тяжести арматуры S и S', то при определении $\bar{\mu}_s$ рабочая высота h_0 принимается от точки приложения силы N_{tot} до менее растянутой грани, при этом для центрального растяжения

$$\bar{\mu}_s = \frac{A_{sp} + A_s}{bh}, \qquad (4.53)$$

где $A_{sp} + A_s$ — площадь всей продольной арматуры в поперечном сечении; d — диаметр растянутой арматуры, мм; при разных диаметрах стержней

$$d = \frac{n_1 d_1^2 + \cdots + n_k d_k^2}{n_1 d_1 + \cdots + n_k d_k}, \qquad (4.54)$$

где $d_1, \ldots, d_k$ — диаметр стержней растянутой арматуры, $n_1, \ldots, n_k$ — число стержней с диаметрами соответственно $d_1, \ldots, d_k$.

В формуле (4.52) коэффициент «20» имеет размерность $мм^{2/3}$.

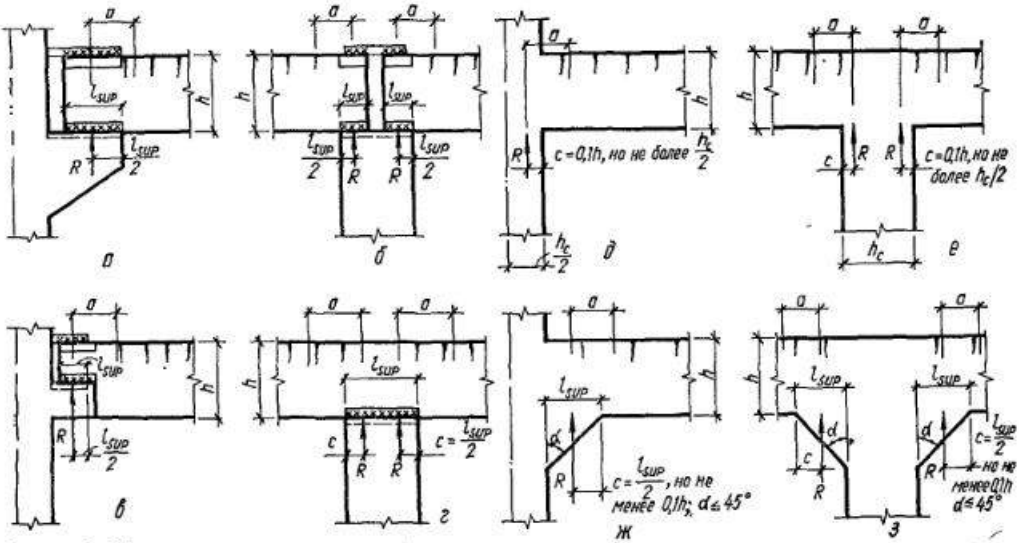


Рис. 4.8. Положение опорных реакций в жестких узлах, принимаемое для определения коэффициента φ_{loc}.

а...г — стыки сборных элементов; *д...з* — монолитные сопряжения.

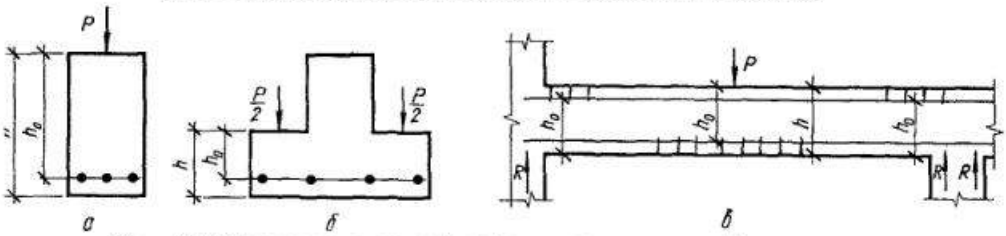


Рис. 4.9. Обозначение величин h_0 и h для определения коэффициента φ_{loc}:

а — при приложении силы к сжатой грани элемента; *б* — то же к уширениям (полкам) элемента; *в* — по длине статически неопределимой балки

Значения φ_l для мелкозернистого, легкого, поризованного и ячеистого бетона в водонасыщенном состоянии умножают на коэффициент 0,8, а при попеременном водонасыщении и высушивании — на 1,2.

Таким образом, расчет ширины раскрытия нормальных трещин зависит, в явной форме, от напряжений в растянутой арматуре, коэффициента армирования сечения, вида и диаметра арматуры и продолжительности действия нагрузки. Ширину раскрытия трещин, определяемую по формуле (4.52), корректируют в следующих случаях.

А. Если центр тяжести сечений стержней крайнего ряда арматуры S изгибаемых, внецентренно-сжатых и внецентренно-растянутых при $e_{0,tot} \geqslant 0{,}8h_0$ элементов отстоит от наиболее растянутых волокон бетона на расстоянии a_2, большем $0{,}2h$, величину a_{crc}, определенную по формуле (4.52), следует умножать на коэффициент

$$\delta_a = \frac{\frac{20a_2}{h} - 1}{3}, \qquad (4.55)$$

принимаемый не более 3.

Для элементов, армированных стержневой арматурой периодического профиля, диаметр которой не менее 10 мм, при толщине бокового защитного слоя бетона 15 мм и менее величину a_{crc}, определяемую по формуле (4.52), уменьшают на 20 %.

Б. Для элементов статически неопределимых систем, а также для свободно опертых балок при $l/h \leqslant 7$ и консолей при $l_c/h < 3{,}5$, где l_c — вылет консоли, вблизи мест приложения сосредоточенных сил и опорных реакций при $\mu_s \leqslant 0{,}02$, ширину раскрытия трещин a_{crc}, вычисленную по формуле (4.52), допускается уменьшить путем умножения на коэффициент φ_{loc}, учитывающий местные особенности напряженного состояния в железобетонных изгибаемых элементах и определяемый по формуле

$$\varphi_{loc} = 1 - \frac{P}{M} \cdot \frac{(0{,}3h - a)(3h_0 - 2h)}{2{,}8(2h_0 - h)}, \qquad (4.56)$$

где a — расстояние от точки приложения сосредоточенной силы или опорной реакции до рассматриваемого сечения, принимаемое в соответствии с рис. 4.8, но не более $0{,}3h$; P — аб-

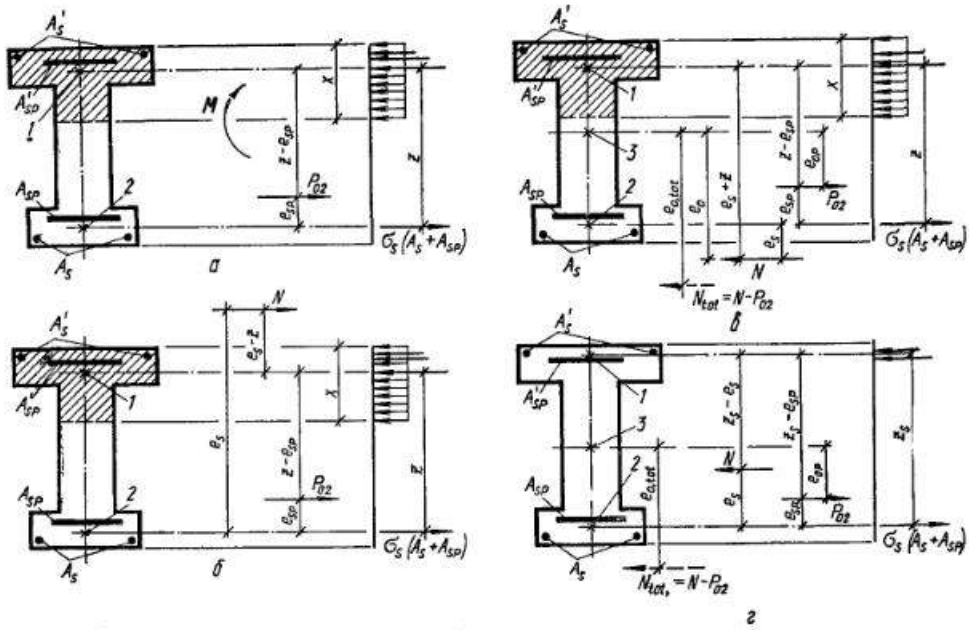


Рис. 4.10. Схема усилий и эпюры напряжений в поперечном сечении элемента при расчете его по ширине раскрытия трещин, нормальных к продольной оси, в зоне сечения, сжатой от действия усилия предварительного обжатия:

а — при изгибе; *б* — при внецентренном сжатии; *в* — при внецентренном растяжении и $e_{0,tot} \geqslant 0{,}8\ h_0$; *г* — то же, при $e_{0,tot} < 0{,}8\ h_0$;

1 — точка приложения равнодействующей усилий в сжатой или менее растянутой зоне; *2* — центр тяжести площади арматуры *S*; *3* — центр тяжести площади приведенного сечения.

солютное значение сосредоточенной силы или реакции; M — абсолютное значение изгибающего момента в нормальном сечении, проходящем через точку приложения сосредоточенной силы или опорной реакции (см. рис. 4.8); h — расстояние от грани элемента, к которой приложена сила P, до растянутой грани; h_0 — то же, до растянутой арматуры (рис. 4.9).

При этом коэффициент φ_{loc} не должен быть меньше 0,8 и больше единицы.

В. Для элементов из легкого бетона классов *B7*,5 и ниже значение a_{crc} увеличивают на 20 %.

Приращение напряжений в растянутой арматуре σ_s для центрально-растянутых элементов на стадиях транспортирования, возведения и эксплуатации определяют по формуле

$$\sigma_s = \frac{N - P_{02}}{A_{sp} + A_s}. \qquad (4.57)$$

Для изгибаемых, внецентренно-сжатых и внецентренно-растянутых элементов приращение напряжений в растянутой арматуре σ_s определяют из условий равенства нулю суммы моментов внешних и внутренних сил относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в сжатой или менее растянутой зоне сечения. В стадиях транспортирования, возведения и эксплуатации σ_s вычисляют по формулам:

для изгибаемых элементов (рис. 4.10, *а*)

$$\sigma_s = \frac{M - P_{02}(z - e_{sp})}{(A_{sp} + A_s)\, z}; \qquad (4.58)$$

для внецентренно-сжатых элементов (рис. 4.10, *б*)

$$\sigma_s = \frac{N(e_s - z) - P_{02}(z - e_{sp})}{(A_{sp} + A_s)\, z}; \qquad (4.59)$$

для внецентренно-растянутых элементов (рис. 4.10, *в*) при

$$e_{0,tot} = \frac{Ne_0 - P_{02}e_{0p}}{N - P_{02}} \geqslant 0{,}8h_0, \qquad (4.60)$$

а также если $N < P_{02}$

$$\sigma_s = \frac{N(z \pm e_s) - P_{02}(z - e_{sp})}{(A_{sp} + A_s)\, z}; \qquad (4.61)$$

для внецентренно-растянутых элементов при $0 < e_{0,tot} \leqslant 0{,}8h_0$ (рис. 4.10, *г*)

$$\sigma_s = \frac{N(z_s \pm e_s) - P_{02}(z_s - e_{sp})}{(A_{sp} + A_s)\, z_s}, \qquad (4.62)$$

где z_s — расстояние между центрами тяжести арматуры S и S'; z — расстояние от центра тяжести площади сечения арматуры S до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения над трещиной, определяемое по формуле (4.135).

При этом коэффициент ν_b принимают как при непродолжительном действии нагрузки, т. е. $\nu_b = 0{,}45$. Допускается z принимать таким же, как и при расчете по деформациям, если $(A'_{sp} + A'_s)/bh_0 < 0{,}1$.

Таблица 4.6. **Значения коэффициента φ_{crc}**

φ_f	$\frac{\epsilon_{s,tot}}{h_0}$	Значения φ_{crc} при $\mu_s\alpha_s$											
		0,01	0,02	0,03	0,05	0,07	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,4	0,5
0	⩽0,8	0,04	0,07	0,1	0,15	0,18	0,22	0,26	0,31	0,34	0,37	0,41	0,45
	1	0,18	0,22	0,25	0,29	0,31	0,34	0,38	0,42	0,45	0,47	0,5	0,52
	1,2	0,31	0,34	0,37	0,4	0,43	0,46	0,49	0,53	0,55	0,57	0,6	0,62
	1,5	0,44	0,48	0,5	0,53	0,56	0,58	0,62	0,65	0,67	0,69	0,72	0,74
	2	0,59	0,62	0,64	0,67	0,7	0,72	0,75	0,78	0,81	0,82	0,85	0,87
	3	0,74	0,77	0,79	0,82	0,84	0,86	0,89	0,92	0,95	0,96	0,97	1,01
	4	0,81	0,84	0,86	0,89	0,91	0,94	0,97	1	1,02	1,03	1,06	1,08
0,05	⩽0,8	0,04	0,04	0,07	0,11	0,14	0,18	0,22	0,26	0,29	0,32	0,36	0,38
	1	0,17	0,2	0,22	0,26	0,28	0,31	0,34	0,38	0,4	0,42	0,46	0,48
	1,2	0,3	0,33	0,35	0,38	0,4	0,43	0,46	0,49	0,51	0,53	0,56	0,58
	1,5	0,44	0,46	0,48	0,51	0,53	0,56	0,59	0,61	0,64	0,66	0,68	0,7
	2	0,59	0,61	0,63	0,65	0,67	0,7	0,72	0,75	0,77	0,79	0,82	0,83
	3	0,74	0,76	0,78	0,8	0,82	0,84	0,87	0,89	0,91	0,93	0,95	0,97
	4	0,82	0,84	0,85	0,88	0,9	0,92	0,94	0,97	0,99	1	1,03	1,04
0,1	⩽0,8	0,03	0,04	0,05	0,09	0,11	0,14	0,18	0,22	0,25	0,28	0,31	0,34
	1	0,16	0,19	0,21	0,24	0,26	0,28	0,31	0,34	0,37	0,39	0,42	0,44
	1,2	0,3	0,32	0,33	0,36	0,38	0,4	0,43	0,46	0,48	0,5	0,53	0,55
	1,5	0,44	0,46	0,47	0,5	0,52	0,54	0,56	0,59	0,61	0,63	0,65	0,67
	2	0,59	0,61	0,62	0,64	0,66	0,68	0,7	0,73	0,75	0,76	0,79	0,8
	3	0,75	0,76	0,77	0,79	0,81	0,83	0,85	0,87	0,89	0,9	0,93	0,94
	4	0,83	0,84	0,85	0,87	0,88	0,9	0,92	0,94	0,96	0,98	1	1,02
0,2	⩽0,8	0,03	0,04	0,05	0,06	0,07	0,1	0,13	0,16	0,19	0,21	0,25	0,28
	1	0,15	0,17	0,19	0,21	0,23	0,25	0,27	0,3	0,32	0,34	0,37	0,39
	1,2	0,29	0,31	0,32	0,34	0,35	0,37	0,4	0,42	0,44	0,45	0,48	0,5
	1,5	0,44	0,45	0,46	0,48	0,49	0,51	0,53	0,55	0,57	0,58	0,61	0,63
	2	0,59	0,6	0,61	0,63	0,64	0,65	0,67	0,69	0,71	0,72	0,75	0,76
	3	0,75	0,76	0,77	0,78	0,79	0,81	0,82	0,84	0,85	0,87	0,89	0,9
	4	0,83	0,84	0,85	0,86	0,87	0,88	0,9	0,91	0,93	0,94	0,96	0,98
0,3	⩽0,8	0,03	0,04	0,05	0,05	0,06	0,07	0,1	0,12	0,15	0,17	0,2	0,23
	1	0,15	0,16	0,17	0,19	0,21	0,23	0,25	0,27	0,29	0,3	0,33	0,35
	1,2	0,29	0,3	0,31	0,33	0,34	0,35	0,37	0,39	0,41	0,42	0,45	0,46
	1,5	0,44	0,45	0,46	0,47	0,48	0,49	0,51	0,53	0,54	0,55	0,58	0,59
	2	0,59	0,6	0,61	0,62	0,63	0,64	0,66	0,67	0,68	0,7	0,72	0,73
	3	0,75	0,76	0,77	0,78	0,78	0,79	0,81	0,82	0,83	0,84	0,86	0,88
	4	0,84	0,85	0,85	0,86	0,86	0,87	0,89	0,9	0,91	0,92	0,94	0,95
0,5	⩽0,8	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,06	0,08	0,1	0,12	0,15	0,17
	1	0,15	0,16	0,16	0,18	0,19	0,2	0,22	0,23	0,24	0,26	0,28	0,3
	1,2	0,29	0,3	0,3	0,31	0,32	0,33	0,35	0,36	0,37	0,38	0,4	0,42
	1,5	0,44	0,45	0,45	0,46	0,47	0,48	0,49	0,5	0,51	0,52	0,54	0,55
	2	0,6	0,61	0,61	0,62	0,62	0,63	0,64	0,65	0,66	0,67	0,68	0,69
	3	0,77	0,77	0,77	0,77	0,78	0,79	0,79	0,8	0,81	0,82	0,83	0,84
	4	0,85	0,85	0,85	0,86	0,86	0,86	0,87	0,88	0,89	0,89	0,91	0,92
0,7	⩽0,8	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,04	0,05	0,06	0,07	0,08	0,11	0,13
	1	0,15	0,15	0,16	0,17	0,18	0,19	0,2	0,21	0,22	0,23	0,25	0,27
	1,2	0,29	0,3	0,3	0,31	0,32	0,32	0,34	0,34	0,35	0,36	0,38	0,39
	1,5	0,45	0,45	0,45	0,46	0,46	0,47	0,48	0,49	0,49	0,5	0,52	0,53
	2	0,61	0,61	0,61	0,61	0,62	0,62	0,63	0,64	0,64	0,65	0,66	0,67
	3	0,77	0,77	0,77	0,77	0,78	0,78	0,79	0,79	0,8	0,8	0,81	0,82
	4	0,85	0,85	0,85	0,86	0,86	0,86	0,87	0,87	0,88	0,88	0,89	0,9

В формулах (4.61) и (4.62) знак «—» принимают при расположении растягивающей силы N между центрами тяжести арматуры S и S', знак «+» — при расположении силы N вне расстояния между арматурой S и S'.

Если $M_r < M_{crc}$ (здесь M_r определяют по формулам (4.6)...(4.8) от постоянных и длительных нагрузок), но при действии полной нагрузки трещины образуются, величину σ_s при определении продолжительного раскрытия трещин находят по формуле

$$\sigma_s = \sigma_{s,crc}\frac{M_r - M_{s,crc}}{M_{crc} - M_{s,crc}}, \qquad (4.63)$$

где $\sigma_{s,crc}$ — приращение напряжений в арматуре при действии нагрузки, соответствующей моменту образования трещин, определяемое по формулам (4.58)...(4.62) и (4.64) с заменой M на M_{crc} и N на $N_{crc} = N\,(M_{crc}/M_r)$; $M_{s,crc}$ — момент, воспринимаемый нормальным сечением при закрытии трещин и определяемый по формуле (4.107).

Если $M_r \geqslant M_{crc}$, величины σ_s для изгибаемых и внецентренно-сжатых элементов допускается определять по формуле

$$\sigma_s = \frac{M_s}{(A_{sp} + A_s)\,h_0}\varphi_{crc}, \qquad (4.64)$$

где для изгибаемых элементов

$$M_s = M + P_{02}e_{sp}, \qquad (4.65)$$

а для внецентренно-сжатых

$$M_s = Ne_s + P_{02}e_{sp}. \qquad (4.66)$$

Коэффициент φ_{crc} определяют по табл. 4.6 в зависимости от значений

$$\varphi_f = \frac{(b_f' - b)\,h_f' + \dfrac{\alpha_s A_{sp}' + \alpha_s A_s'}{0{,}9}}{bh_0}; \qquad (4.67)$$

$$e_{s,tot} = M_s/N_{tot}, \qquad (4.68)$$

где

$$N_{tot} = N + P_{02}; \qquad (4.69)$$

$$\mu_s\alpha_s = \frac{E_s A_{sp} + E_s A_s}{E_b b h_0}. \qquad (4.70)$$

При расположении растянутой арматуры в несколько рядов по высоте сечения в изгибаемых, внецентренно-сжатых, а также внецентренно-растянутых при $e_{0,tot} \geqslant 0{,}8h_0$ элементах напряжения σ_s, подсчитанные по приведенным выше формулам, следует умножать на коэффициент δ_e, равный

$$\delta_e = \frac{h - x - a_2}{h - x - a_1}, \qquad (4.71)$$

где $x = \xi h_0$.

Величину ξ определяют по формуле (4.130). При этом коэффициент ν_b принимают всегда как при непродолжительном действии нагрузки, т. е. $\nu_b = 0{,}45$. Для изгибаемых элементов допускается x принимать равным $0{,}5h_0$. Расстояние от центра тяжести площади S до наиболее растянутых волокон бетона: a_1 — для всей арматуры, a_2 — для крайнего ряда стержней.

Значения напряжений $\sigma_{sp} + \sigma_s$ для напрягаемой и $\sigma_s - \sigma_{sh,c}$ для ненапрягаемой арматуры ($\sigma_{sh,c}$ — см. расшифровку к формуле (4.118)),

Таблица 4.7. Определение ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси изгибаемых и внецентренно-сжатых элементов

№ п.п	Алгоритм
1	Определяют коэффициенты δ, φ_f и η, входящие в формулу (4.52).
2	При разных диаметрах сечения арматуры по формуле (4.54) вычисляют «приведенный» диаметр.
3	Вычисляют $\bar{\mu}_s$ (при $h_f < a$ — без учета растянутых свесов).
4	Если $\bar{\mu}_s \leqslant 0{,}02$, переходят к п. 5, иначе — принимают $\bar{\mu}_s = 0{,}02$.
5	Если элемент подвергается изгибу, переходят к п. 6, иначе — к п. 7.
6	По формуле (4.121) вычисляют M_s, затем переходят к п. 8.
7	По формуле (4.122) вычисляют M_s.
8	По формуле (4.131) вычисляют δ_s.
9	По формуле (4.133) при $\nu_b = 0{,}45$ вычисляют φ_f.
10	По формуле (4.132) вычисляют λ_f.
11	Вычисляют μ_s.
12	По формуле (4.130) вычисляют ξ.
13	По формуле (4.135) вычисляют z.
14	Проверяют условие (4.137). Если оно выполняется, переходят к п. 15, иначе — к п. 21.
15...20	Выполняют п.п 8...13, принимая $A_s' = A_{sp}' = 0$.
21	Если элемент подвергается изгибу, переходят к п. 22, иначе — к п. 23.
22	По формуле (4.58) вычисляют σ_s, затем переходят к п. 24.
23	По формуле (4.59) вычисляют σ_s.
24	Если растянутая арматура расположена в несколько рядов, по формуле (4.71) вычисляют δ_e, иначе — переходят к п. 26.
25	Вычисляют напряжения в арматуре на уровне крайнего растянутого ряда $\sigma_s = \delta_e\sigma_{s,red}$, где $\sigma_{s,red}$ — напряжения в растянутой арматуре на уровне центра тяжести ее сечения.
26	По формуле (4.52) вычисляют a_{crc}.
27	Если $a_2 > 0{,}2h$, переходят к п. 28, иначе принимают $\delta_a = 1$ и переходят к п. 30.
28	При формуле (4.55) вычисляют δ_a.
29	Если $\delta_a \leqslant 3$, переходят к п. 30, иначе принимают $\delta_a = 3$.
30	Уточняют ширину раскрытия нормальных трещин путем умножения на коэффициент δ_a; конец.

Таблица 4.8. **Определение ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси растянутых элементов**

№ п.п	Алгоритм
1,2	Выполняют пп. 1 и 2 табл. 4.7.
3	Если элемент центрально-растянут, переходят к п. 4, иначе — к п. 6.
4	По формуле (4.53) вычисляют $\bar{\mu}_s$.
5	По формуле (4.57) вычисляют σ_s, затем переходят к п. 29.
6	Вычисляют $\bar{\mu}_s$ (при $h_f < a$ — без учета растянутых свесов).
7	Если $\bar{\mu}_s \leqslant 0{,}02$, переходят к п. 8, иначе принимают $\bar{\mu}_s = 0{,}02$.
8	По формуле (4.60) вычисляют $e_{0,tot}$.
9	Если $e_{0,tot} \geqslant 0{,}08h_0$ или $N < P_{02}$, переходят к п. 10, иначе — к п. 25.
10...23	Выполняют пп. 7...20 табл. 4.7.
24	По формуле (4.61) вычисляют σ_s (знак «+» принимают при расположении силы N вне расстояния между арматурой S и S'), затем переходят к п. 27.
25	Вычисляют z_s.
26	По формуле (4.62) вычисляют σ_s (знак «+» принимают при расположении силы N вне расстояния между арматурой S и S').
27	Если растянутая арматура расположена в несколько рядов, по формуле (4.71) вычисляют δ_e, иначе — переходят к п. 29.
28	Вычисляют напряжения в арматуре на уровне крайнего растянутого ряда $\sigma_s = \delta_e \sigma_{s,red}$, где $\sigma_{s,red}$ — напряжения в растянутой арматуре на уровне центра тяжести ее сечения.
29	По формуле (4.52) вычисляют a_{crc}; если элемент внецентренно-растянут, переходят к п. 30, иначе — конец.
30...33	Выполняют пп. 27...30 табл. 4.7.

вычисленные с учетом коэффициента δ_e, не должны превышать $R_{s,ser}$.

Ширину раскрытия нормальных трещин изгибаемых и внецентренно-сжатых элементов рекомендуется определять по алгоритму, приведенному в табл. 4.7, растянутых — по алгоритму, приведенному в табл. 4.8.

На участках элементов, имеющих начальные трещины в сжатой зоне, усилие предварительного обжатия P_{02} следует снижать, умножая на коэффициент $(1 - \lambda)$, где λ определяют по формуле (4.27).

Ширину раскрытия начальных трещин в зоне сечения, растянутой от действия усилия предварительного обжатия в стадии изготовления, определяют по формуле (4.52), принимая величины $\bar{\mu}_s$ и d для арматуры, расположенной в указанной зоне (рис. 4.11, *а*). При этом напряжения в данной арматуре или (при наличии предварительного напряжения) приращение напряжений σ_s определяют по формуле

$$\sigma_s = \frac{P_{01}(e_{sp} - z) \pm M}{(A_{sp} + A_s) z}, \qquad (4.72)$$

где M — момент от внешних сил, действующих на элемент в стадии изготовления; в формуле (4.72) за положительный принимается момент, растягивающий верхнюю грань элемента (см. рис. 4.11, *а*).

При расчете ширины раскрытия начальных трещин рассматривают сечения с наиболее неблагоприятным совместным действием усилия

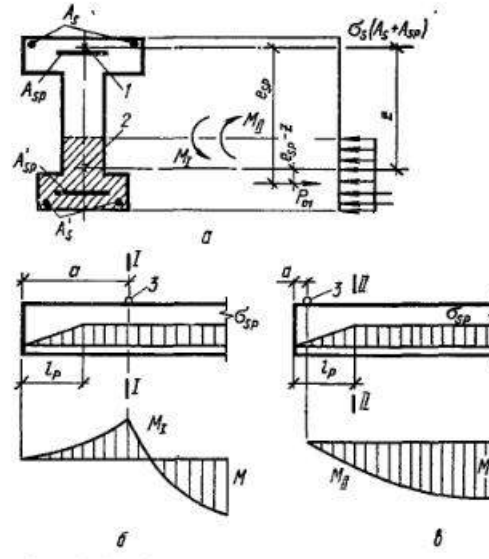


Рис. 4.11. Определение ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, в стадии изготовления:

а — схема усилий и эпюры напряжений, *б*, *в* — расположение расчетных сечений (I—I и II—II) по длине элемента; *1* — центр тяжести площади арматуры S; *2* — точка приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне, *3* — монтажная петля

P_{01} и момента внешних сил. Например, при действии момента от веса элемента рассматривается сечение в месте установки монтажной петли (рис. 4.11, *б*), если ее расстояние от торца элемента a не менее длины зоны передачи напряжений l_p (в этом случае момент от веса элемента определяют при подъеме элемента с учетом коэффициента динамичности 1,5). Если расстояние a от петли (или от прокладки при складировании) до торца элемента существенно меньше l_p, то рассматривается сечение в конце зоны передачи напряжений (рис. 4.11, *в*) при моменте от веса элемента без учета коэффициента динамичности.

На данной стадии усилие P_{01} и момент M рассматривают как действующие непродолжительно.

Глубина начальных трещин в сжатой зоне, определяемая по формуле

$$h_{crc} = h - (1{,}2 + \eta)\xi h_0, \qquad (4.73)$$

должна быть не более $0{,}5h$.

Величину φ_m определяют по формуле (4.28), величины ξ и z — соответственно по формулам (4.130) и (4.135). Для элементов из бетонов классов $B7{,}5$ и ниже (за исключением керамзитобетона) величину a_{crc}, вычисленную по формуле (4.52), увеличивают на 30 %.

Для элементов, к трещиностойкости которых предъявляют требования 2-й категории, ширину непродолжительного раскрытия нормальных трещин определяют от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок и от действия кратковременных нагрузок. При этом величину a_{crc} находят по формуле (4.52) при коэффициенте $\varphi_l = 1$.

Для элементов, к трещиностойкости которых предъявляют требования 3-й категории, ширину непродолжительного раскрытия нормальных трещин определяют как сумму ширины раскрытия от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок и приращения ширины раскрытия от действия кратковременных нагрузок по формуле

$$a_{crc} = a_{crc,1} - a_{crc,2} + a_{crc,3}, \qquad (4.74)$$

где $a_{crc,1}$ — ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия полной нагрузки; $a_{crc,2}$ — начальная ширина раскрытия трещин от постоянных и длительных нагрузок (при их непродолжительном действии); $a_{crc,3}$ — ширина продолжительного раскрытия трещин от действия постоянных и длительных нагрузок при коэффициенте $\varphi_l = 1$.

Формула (4.74) может быть приведена к виду

$$a_{crc} = a_{crc,1}\left[1 + (\varphi_l - 1)\frac{\sigma_{s,1}}{\sigma_{s,tot}}\right], \qquad (4.75)$$

где φ_l — коэффициент, соответствующий продолжительному действию нагрузки.

Для элементов, к трещиностойкости которых предъявляют требования 3-й категории, ширину продолжительности раскрытия трещин определяют от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок. При этом величину a_{crc} находят по формуле (4.52) при значении φ_l, соответствующем продолжительному действию нагрузки.

При отсутствии предварительного напряжения в формуле (4.50) принимают $M_{rp} = 0$, в формулах (4.57)...(4.62), (4.69) и (4.72) $P_0 = 0$, а в формуле (4.63) $M_{s,crc} = 0{,}5W_{red}$.

Пример 4.3. Дано: балка покрытия (рис. 4.12) из тяжелого бетона класса $B30$, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении ($R_{b,ser} = 22{,}0$ МПа; $R_{bt,ser} = 1{,}8$ МПа; $E_b = 29{,}0 \cdot 10^3$ МПа). Продольная арматура из канатов класса $K\text{-}7$ ($E_s = 1{,}8 \cdot 10^5$ МПа) площадью сечения $A_{sp} = 7{,}25 \cdot 10^{-4}$ м² (8 ∅ 12) и $A'_{sp} = 1{,}82 \cdot 10^{-4}$ м² (2 ∅ 12). С учетом всех потерь и $\gamma_{sp} = 1$ усилие предварительного обжатия $P_{02} = 580$ кН, его эксцентриситет относительно центра тяжести приведенного сечения $e_{0p} = 0{,}42$ м. Геометрические характеристики приведенного сечения: расстояние от центра тяжести сечения до растянутой (нижней) грани балки $y_{red} = 0{,}88$ м; расстояние от верхней ядровой точки до центра тяжести $a_n = 0{,}325$ м; площадь сечения $A_{red} = 0{,}210$ м²; момент инерции относительно центра тяжести $I_{red} = 6{,}07 \cdot 10^{-2}$ м⁴; момент сопротивления $W_{red} = 6{,}9 \cdot 10^{-2}$ м³; то же, вычисленный без учета растянутых свесов $\overline{W}_{red} = 4{,}76 \cdot 10^{-2}$ м³; момент, воспринимаемый нормальным сечением при образовании трещин, $M_{crc} = 610$ кН · м; момент усилия P_{02} относительно оси, проходящей через ядровую

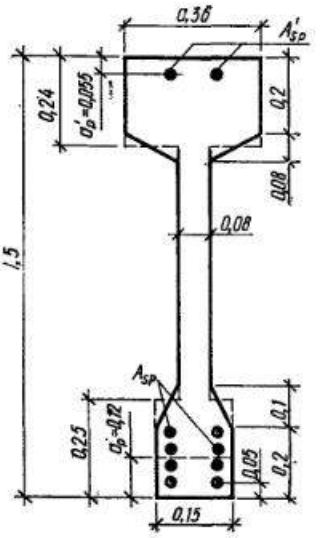


Рис. 4.12. Поперечное сечение балки покрытия (размеры в м).

точку, наиболее удаленную от растянутой зоны, $M_{rp} = 393$ кН · м; момент от полной нагрузки (при $\gamma_f = 1$) $M_{tot} = 650$ кН · м. Требования к трещиностойкости 2-й категории.

Требуется рассчитать балку по раскрытию нормальных трещин.

Расчет. Вычисляем некоторые геометрические характеристики сечения: $h_0 = h - a = 1{,}5 - 0{,}12 = 1{,}38$ м; $e_{sp} = y_{red} - a - e_{0p} = 0{,}88 - 0{,}12 - 0{,}42 = 0{,}34$ м; $\alpha_s = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1{,}8 \cdot 10^5}{29 \cdot 10^3} = 6{,}21$.

Балку рассчитываем по раскрытию нормальных трещин по алгоритму, приведенному в табл. 4.7.

В формуле (4.52) принимаем: для изгибаемых элементов $\delta = 1$; для кратковременной нагрузки $\varphi_l = 1$; для канатов $\eta = 1{,}2$. Переходим к п. 2, затем к п. 3.

Так как $h_f = 0{,}25$ м $> a = 0{,}12$ м, $\bar{\mu}_s$ вычисляем с учетом растянутых свесов:

$$\bar{\mu}_s = \frac{A_{sp}}{bh_0 + (b_f - b)(h_f - a)} =$$

$$= \frac{7{,}25 \cdot 10^{-4}}{0{,}08 \cdot 1{,}38 + (0{,}15 - 0{,}08) \cdot (0{,}25 - 0{,}12)} =$$

$$= 0{,}61 \cdot 10^{-2}.$$

Переходим к п. 4. Так как $\bar{\mu}_s = 0{,}61 \cdot 10^{-2} < 0{,}02$, переходим к п. 5, а затем к п. 6.

По формуле (4.121) вычисляем $M_{s,crc} = 650 + 580 \cdot 0{,}34 = 847$ кН · м. Переходим к п. 8.

По формуле (4.131) вычисляем

$$\delta_s = \frac{847 \cdot 10^3}{0{,}08 \cdot 1{,}38^2 \cdot 22 \cdot 10^6} = 0{,}253.$$

Переходим к п. 9. По формуле (4.133) вычисляем

$$\varphi_f = \frac{(0{,}36 - 0{,}08)\, 0{,}24 + \dfrac{6{,}21 \cdot 1{,}82 \cdot 10^{-4}}{2 \cdot 0{,}45}}{0{,}08 \cdot 1{,}38} =$$

$$= 0{,}62.$$

Переходим к п. 10. По формуле (4.132) вычисляем

$$\lambda_f = 0{,}62 \left(1 - \frac{0{,}24}{2 \cdot 1{,}38}\right) = 0{,}566.$$

Переходим к п. 11. Вычисляем

$$\mu_s = \frac{A_{sp}}{bh_0} = \frac{7{,}25 \cdot 10^{-4}}{0{,}08 \cdot 1{,}38} = 6{,}57 \cdot 10^{-3}.$$

Переходим к п. 12. По формуле (4.130) при $\beta = 1{,}8$ и $e_{s,tot} = \dfrac{M_s}{P_{02}} = 847/580 = 1{,}46$ м вычисляем

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \dfrac{1 + 5\,(0{,}253 + 0{,}566)}{10 \cdot 6{,}57 \cdot 10^{-3} \cdot 6{,}21}} +$$

$$+ \frac{1{,}5 + 0{,}62}{11{,}5 \cdot \dfrac{1{,}46}{1{,}38} - 5} = 0{,}366.$$

Переходим к п. 13. По формуле (4.135) вычисляем

$$z = 1{,}38 \left[1 - \frac{\dfrac{0{,}24}{1{,}38}\, 0{,}62 + 0{,}366^2}{2\,(0{,}62 + 0{,}366)}\right] = 1{,}21 \text{ м}.$$

Переходим к п. 14. Так как $\xi = 0{,}366 > 0{,}055/1{,}38 = 0{,}04$, переходим к п. 21, затем — к п. 22.

По формуле (4.58) вычисляем

$$\sigma_s = \frac{847 \cdot 10^3 - 580 \cdot 10^3 \cdot 1{,}21}{7{,}25 \cdot 10^{-4} \cdot 1{,}21} =$$

$$= 165 \cdot 10^6 \text{ Н/м}^2 = 165 \text{ МПа}.$$

Переходим к п. 24. Так как растянутая арматура расположена в несколько рядов, по формуле (4.71) при $x = \xi h_0 = 0{,}366 \cdot 1{,}38 = 0{,}51$ м вычисляем

$$\delta_e = \frac{1{,}50 - 0{,}51 - 0{,}05}{1{,}50 - 0{,}51 - 0{,}12} = 1{,}07.$$

Переходим к п. 25. Вычисляем напряжения в арматуре на уровне крайнего растянутого ряда $\sigma_s = 1{,}07 \cdot 165 = 177$ МПа. Переходим к п. 26.

По формуле (4.52) вычисляем

$$a_{crc} = 1 \cdot 1 \cdot 1{,}2\, \frac{177}{1{,}8 \cdot 10^5} \times$$

$$\times\, 20\,(3{,}5 - 100 \cdot 0{,}61 \cdot 10^{-2})\, \sqrt[3]{12} = 0{,}156 \text{ мм}.$$

Переходим к п. 27. Так как $a_2 = 0{,}05$ м $< 0{,}2h = 0{,}2 \cdot 1{,}50 = 0{,}30$ м, переходим к п. 30.

Так как $a_{crc} = 0{,}156$ мм $\approx a_{crc,1} = 0{,}15$ мм, условие по ограничению ширины раскрытия нормальных трещин для конструкций, к которым предъявляют требования 2-й категории, выполняются.

Раскрытие трещин, наклонных к продольной оси элемента

Ширину раскрытия трещин, наклонных к продольной оси элемента, армированного поперечной арматурой, определяют по формуле

$$a_{crc} = \varphi_l \eta\, \frac{0{,}8\sigma_w d_w}{E_w \dfrac{d_w}{h_0} + 0{,}15 E_b (1 + 2\alpha_w \mu_w)}, \tag{4.76}$$

где φ_l и η — те же обозначения, что и в формуле (4.52), за исключением элементов из тяжелого бетона, для которого при естественной влажности $\varphi_l = 1{,}5$;

$$\sigma_w = \frac{Q - Q_{b,crc}}{A_w h_0}\, s_w; \tag{4.77}$$

Q — наибольшая поперечная сила на рассматриваемом участке элемента с постоянными насыщенными хомутами (рассматриваются сечения, расположенные на расстоянии от свободной опоры не менее h_0); $Q_{b,crc}$ — поперечное усилие, воспринимаемое бетоном в наклонном сечении и определяемое по формуле (3.276) с заменой R_{bt} на $R_{bt,ser}$ (которое не должно превышать значений, соответствующих бетону класса $B30$) и c на h_0; для предварительно напряженных элементов $Q_{b,crc}$ можно принимать также из расчета элемента по образованию наклонных трещин как сплошного упругого тела (см. формулу (3.277)); при $\sigma_w > R_{s,ser}$ величину σ_w принимают равной $R_{s,ser}$; d_w — диаметр хомута.

Расчет выполняют для наиболее опасного наклонного сечения. Формула (4.76) получена на основании предпосылок изложенного ниже уточненного решения и ряда дополнительных, упрощающих расчет, допущений.

Ширину раскрытия трещин определяют вдоль оси поперечной арматуры (хомутов). Для элементов из бетонов классов $B7{,}5$ и ниже величину a_{crc}, вычисленную по формуле (4.76), увеличивают на 30 %.

Для элементов, к трещиностойкости которых предъявляют требования 2-й категории, ширину непродолжительного раскрытия наклонных трещин определяют от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок и от кратковременных нагрузок. При этом величину a_{crc} находят по формуле (4.76) при $\varphi_l = 1$.

Для элементов, к трещиностойкости которых предъявляют требования 3-й категории, ширину непродолжительного раскрытия наклонных трещин определяют как сумму ширины раскрытия от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок и приращения ширины раскрытия от действия кратковременных нагрузок по формуле (4.74).

Если при проектировании элементов расчет по раскрытию наклонных трещин является основным, определяющим характеристики сечения, то для них не рекомендуется применять легкий бетон плотной структуры, приготовленный с применением перлитового песка, а также поризованный бетон на пористых заполнителях.

Пример 4.4. Дано: плита покрытия размерами сечения по рис. 4.4 и расчетным пролетом 6 м выполнена без предварительного напряжения. Поперечная арматура класса A-II ($E_s = 2{,}1 \cdot 10^5$ МПа) площадью сечения $A_w = 0{,}503 \cdot 10^{-4}$ м² (1 ∅ 8) установлена с шагом $s_w = 0{,}2$ м. Поперечная сила от непродолжительно действующей внешней нагрузки в опорном сечении (при $\gamma_f = 1$) $Q = 80$ кН. Остальные данные приведены в примере 4.2.

Требуется рассчитать плиту по ширине раскрытия наклонных трещин.

Расчет. По формуле (3.276) с учетом замены R_{bt} на $R_{bt,ser}$ и c на h_0 (при $\varphi_{b4} = 1{,}5$), находим

$$Q_{b,crc} = 1{,}5 \cdot 1{,}6 \cdot 10^5 \cdot 0{,}095 \cdot 0{,}3 = 0{,}0684 \cdot 10^5 \text{ МПа} = 68{,}4 \text{ кН}.$$

По формуле (4.77) определяем

$$\sigma_w = \frac{80 \cdot 10^3 - 68{,}4 \cdot 10^3}{0{,}503 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}3} 0{,}2 = 15{,}4 \cdot 10^7 \text{ Н/м}^2 = 154 \text{ МПа}.$$

По формуле (4.76) при $\varphi_l = 1$; $\eta = 1$;

$$\alpha_w = \frac{2{,}1 \cdot 10^5}{0{,}27 \cdot 10^5} = 7{,}78 \quad \text{и}$$

$$\mu_w = \frac{0{,}503 \cdot 10^{-4}}{0{,}095 \cdot 0{,}2} = 0{,}0026$$

находим

$$a_{crc,sh} = 1{,}1 \cdot \frac{0{,}8 \cdot 154 \cdot 0{,}008}{2{,}1 \cdot 10^5 \cdot \dfrac{0{,}008}{0{,}3} + 0{,}15 \cdot 0{,}27 \cdot 10^5 \times (1 + 2 \cdot 7{,}78 \cdot 0{,}0026)} = 10{,}0 \cdot 10^{-5} \text{ м} \approx 0{,}1 \text{ мм} < [a_{crc,sh}] = 0{,}4 \text{ мм},$$

т. е. условие по ограничению ширины раскрытия наклонных трещин для конструкций, к которым предъявляются требования 3-й категории, выполняется.

Уточненный метод расчета ширины раскрытия трещин

В основу расчета положены следующие общие предпосылки:

раскрытие трещин есть накопление относительных взаимных смещений арматуры и бетона на участках активного сцепления, расположенных по обе стороны от трещины (рис. 4.13), т. е.

$$a_{crc} = 2 \int_0^{l_{an}} [\varepsilon_s(u) - \varepsilon_b(u)]\, du; \qquad (4.78)$$



Рис. 4.13. Расчетная схема к уравнению (4.78):
$\varepsilon_s(u)$ — относительные деформации арматуры в сечении «u» на участке между трещинами; $\varepsilon_b(u)$ — то же, бетона; l_{an} — длина участка активного сцепления бетона с растянутой арматурой: 1 — эпюра ε_s; 2 — эпюра ε_b

напряжения сцепления по поверхности контакта бетона с растянутой арматурой на участках между трещинами изменяются пропорционально относительным взаимным смещениям арматуры и бетона;

относительные удлинения бетона на уровне растянутой арматуры в сечении «u» — $\varepsilon_b(u)$ принимают равными отношению напряжений в бетоне на указанном уровне к его модулю упруго-пластичности $0{,}5E_b$.

Все эти предпосылки имеют четкий физический смысл и отражают (в интегральной форме) характер процесса раскрытия трещин как нормальных к продольной оси элемента, так и наклонных, пересекающих поперечную арматуру.

Определение ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента. При расчете по раскрытию нормальных трещин кроме общих предпосылок используется дополнительная о том, что эпюра нормальных напряжений в бетоне растянутой зоны изменяется от треугольной в сечении с трещиной до трапецеидальной в средних сечениях на участке между трещинами с максимальными напряжениями, равными $R_{bt,ser}$.

Ширину раскрытия нормальных трещин на уровне центра тяжести сечения наиболее растянутого ряда арматуры S в общем случае

Таблица 4.9. **Значения коэффициента φ_g**

Вид бетона	$\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}}$	Значения φ_g для бетона классов							
		B7,5	B10	B15	B20	B30	B40	B50	B60
Тяжелый	0	—	0,58	0,51	0,48	0,42	0,4	0,38	0,37
	0,2	—	—	0,50	0,47	0,41	0,39	0,37	0,36
	0,4	—	—	0,44	0,41	0,35	0,33	0,31	0,30
	0,6	—	—	0,35	0,31	0,27	0,25	0,23	0,22
	0,8	—	—	0,20	0,18	0,16	0,14	0,12	0,11
Мелкозернистый и легкий (ориентировочно)	0	0,70	0,64	0,57	0,51	0,43	0,36	—	—
	0,2	—	—	0,55	0,49	0,41	0,34	—	—
	0,4	—	—	0,48	0,44	0,38	0,32	—	—
	0,6	—	—	0,37	0,35	0,30	0,27	—	—

Примечания: 1. Численные значения φ_g для промежуточных классов бетона и уровней обжатия определяют интерполяцией.

2. σ_{bp} — напряжения обжатия бетона на уровне центра тяжести сечения наиболее растянутого ряда арматуры S, определяемые по формуле (2.13) при $M = 0$.

определяют по формуле

$$a_{crc} = 3\varphi_l \eta \varphi_1 \varphi_2 \frac{\sigma_s (A_{sp} + A_s)}{u_s G_s}, \quad (4.79)$$

где

$$\varphi_1 = 1 + \frac{\Delta y}{h_0 - x}; \quad (4.80)$$

$$\varphi_2 = \frac{A_{b0} - bx}{A_{b0} - bx + 2{,}2\alpha_s (A_{sp} + A_s)}; \quad (4.81)$$

σ_s — напряжения или (при наличии предварительного напряжения) приращение напряжений в арматуре S на уровне центра тяжести сечения указанной арматуры от действия внешней нагрузки (определяют по формулам (4.57)... ...(4.62); u_s — периметр сечения арматуры S; G_s — модуль взаимного смещения арматуры и бетона на участках между трещинами

$$G_s = \varphi_g E_b. \quad (4.82)$$

В формулах (4.80) и (4.81): Δy — расстояние от центра тяжести сечения арматуры S до центра тяжести сечения наиболее растянутого ряда; A_{b0} — площадь бетона в сечении элемента высотой h_0 без учета свесов сжатой полки.

Коэффициент φ_g определяют по табл. 4.9 в зависимости от вида бетона и степени его обжатия.

Для изгибаемых, внецентренно-сжатых и внецентренно-растянутых (при $e_{0,tot} \geqslant 0{,}8h_0$) элементов на стадиях транспортирования, возведения и эксплуатации значения σ_s определяют соответственно по формулам (4.58), (4.59) и (4.61).

Ширину раскрытия начальных трещин в зоне сечения, растянутой от действия усилия предварительного обжатия бетона в стадии изготовления, определяют по формуле (4.79), значения σ_s — по формуле (4.72). В данном случае u_s — периметр сечения арматуры, расположенной в зоне, растянутой от действия усилия предварительного обжатия, а h_0 — расстояние от наиболее обжатой грани элемента до центра тяжести сечения указанной арматуры.

При центральном растяжении ширину раскрытия нормальных трещин определяют по формуле (4.79) при $\varphi_1 = 1$ и

$$\varphi_2 = \frac{1}{1 + 2\alpha_s \bar{\mu}_s}, \quad (4.83)$$

где

$$\bar{\mu}_s = \frac{A_{sp} + A_s}{bh}; \quad (4.84)$$

$A_{sp} + A_s$ — площадь всей продольной арматуры в поперечном сечении. Значения σ_s в формуле (4.79) определяют по (4.57).

Значения z в зависимостях (4.58)...(4.61) определяют по формуле

$$z = h_0 - x + 0{,}67 \frac{b_f' x^3 - (b_f' - b)(x - h_f')^3}{b_f' x^2 - (b_f' - b)(x - h_f')^2}, \quad (4.85)$$

высоту сжатой зоны x — по формуле (4.190), с учетом замены в формуле (4.121) (при расчете на равномерно-распределенную нагрузку) M на M_m — среднюю величину изгибающего момента на участке длиной $0{,}25l$ в каждую сторону от середины пролета.

Для элементов статически неопределимых систем и некоторых типов консолей и свободно опертых балок ширину раскрытия трещин, определяемую по формуле (4.79), допускается уменьшать в соответствии с рекомендациями «Б» на с. 182.

Определение ширины раскрытия трещин, наклонных к продольной оси элемента. При расчете по раскрытию наклонных трещин кроме общих предпосылок используют дополнительные:

после образования трещин бетон, вовлекаемый в работу каждым стержнем поперечной арматуры, находится в условиях осевого растяжения;

траектория трещины в сжатой от действий внешней нагрузки зоне элемента имеет форму

гиперболы; траектория трещины в растянутой от действия внешней нагрузки зоне элемента — прямая линия, переходящая в месте пересечения ребра с полкой в гиперболу.

При определении напряжений в поперечной арматуре в качестве расчетной принимают схему, показанную на рис. 4.14. В общем случае (при комбинированном армировании):

для вертикальных стержней

$$a_{crc} = 2{,}5\varphi_l \eta \varphi_w \frac{\sigma_w A_w}{u_w G_w}; \qquad (4.86)$$

для наклонных стержней

$$a_{crc} = 3{,}4\varphi_l \eta \varphi_{inc} \frac{\sigma_{inc} A_{inc}}{u_{inc} G_{inc}}. \qquad (4.87)$$

Здесь

$$\varphi_w = \frac{1}{1 + 2\alpha_w \mu_w}; \qquad (4.88)$$

$$\varphi_{inc} = \frac{1}{1 + 2\alpha_{inc} \mu_{inc}}; \qquad (4.89)$$

σ_w и σ_{inc} — напряжения или (при наличии предварительного напряжения) приращения напряжений в вертикальных и наклонных стержнях от действия внешней нагрузки; u_w и u_{inc} — периметры сечений вертикальных и наклонных стержней, расположенных в одной соответственно нормальной и наклонной к продольной оси плоскости; G_w — модуль взаимного смещения вертикальных стержней и бетона, принимаемый равным $0{,}5G_s$; G_{inc} — модуль взаимного смещения наклонных стержней и бетона, принимаемый равным: при $\theta = 45°$ — G_s, при $\theta = 30°$ и $60°$ — $0{,}85G_s$.

Напряжения в вертикальных и наклонных стержнях:

$$\sigma_w = \frac{(Q_1 - P_{0,inc} \sin\theta - Q_{b,t} - Q_{b,b}) E_w s_w s_{inc}}{(E_s A_{inc} s_w + E_w A_w s_{inc}) c}; \qquad (4.90)$$

$$\sigma_{inc} = \frac{(Q_1 - P_{0,inc} \sin\theta - Q_{b,t} - Q_{b,b}) E_s s_w s_{inc}}{(E_s A_{inc} s_w + E_w A_w s_{inc}) c \sin\theta}, \qquad (4.91)$$

где Q_1 — поперечная сила в сечении I—I; $P_{0,inc}$ — равнодействующая усилий предварительного натяжения наклонных стержней (криволинейной напрягаемой арматуры), пересекаемых наклонной трещиной, с учетом потерь, соответствующих рассматриваемой стадии работы элемента; $Q_{b,t}$ — усилие сдвига в бетоне сечения I—I над наклонной трещиной;

$$Q_{b,t} = \frac{0{,}67 Q_1 x_t}{z} \sqrt{\frac{x_t}{x}} \cdot \varphi_t; \qquad (4.92)$$

$Q_{b,b}$ — усилие сдвига в бетоне сечения II—II под наклонной трещиной

$$Q_{b,b} = \frac{0{,}67 Q_{II} S_b}{I_{red}} x_b \varphi_b. \qquad (4.93)$$

В формулах (4.92) и (4.93): x и z — высота сжатой зоны сечения I—I и расстояние от центра тяжести сечения арматуры S до центра тяжести эпюры нормальных напряжений в бетоне сжатой зоны, определяемые по формулам соответственно (4.190) и (4.85), причем при равномерно распределенной нагрузке рассматривается сечение на расстоянии $0{,}25l$ от оси опоры, а при сосредоточенной нагрузке — сечение под силой; x_t — высота сжатой зоны сечения I—I над наклонной трещиной;

при $a < 1{,}6h_0$

$$x_t = \frac{x^2}{h_f + 2x - h + (a - b_{1,crc}) \operatorname{tg}\theta_1}; \qquad (4.94)$$

при $a \geqslant 1{,}6h_0$

$$x_t = \frac{2 (I_{red} - 0{,}67 S_b x_b) xz}{I_{red} [x (4h - 0{,}5x_b) - b_1 z] \operatorname{tg}\theta_1}; \qquad (4.95)$$

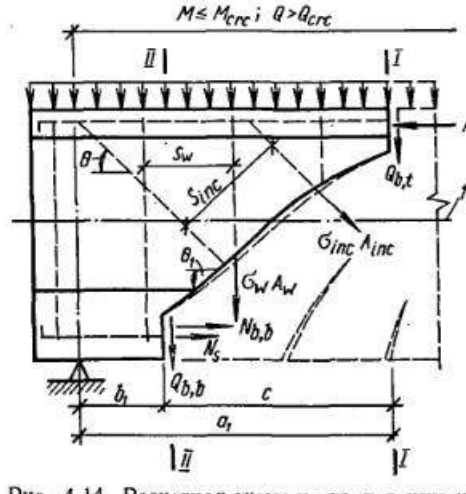


Рис. 4.14. Расчетная схема к определению напряжений в поперечной арматуре:
1 — нулевая линия.

Q_{II} — поперечная сила в сечении II—II (при действии сосредоточенных сил $Q_{II} = Q_1$); x_b — высота части сечения II—II под наклонной трещиной;

$$x_b = \frac{h_f^2}{h_f + 0{,}5 (b_{1,crc} - b_1) \operatorname{tg}\theta_1}; \qquad (4.96)$$

$$\operatorname{tg}\theta_1 = \frac{1}{\sqrt{1 + \dfrac{\sigma_x}{R_{bt,ser}}}}; \qquad (4.97)$$

$$b_1 = \frac{0{,}7 R_{bt,ser} I_{red}}{Q_{sup} (y_{red} - h_f)}; \qquad (4.98)$$

$$b_{1,crc} = \frac{0{,}7 R_{bt,ser} I_{red}}{Q_{b,crc} (y_{red} - h_f)}; \qquad (4.99)$$

$Q_{b,crc}$ — поперечное усилие, воспринимаемое бетоном в наклонном сечении; для ненапряжен-

ных элементов определяется по формуле (3.276) с заменой R_{bt} на $R_{bt,ser}$ (которое не должно превышать значений, соответствующих бетону класса $B30$) и c на h_0, для предварительно напряженных — по формуле (4.100);

$$Q_{b,crc} = R_{bt,ser}\frac{I_{red}b}{S_{red}} \times \times \sqrt{1+\frac{\sigma_x+\sigma_y}{R_{bt,ser}}+\frac{\sigma_x\sigma_y}{R^2_{bt,ser}}}; \quad (4.100)$$

Q_{sup} — опорная реакция; σ_s — нормальные напряжения в бетоне на площадке, перпендикулярной продольной оси элемента, на уровне центра тяжести сечения, расположенного посредине между сечениями I—I и II—II, от усилия предварительного обжатия P_0, определяются по формуле (2.13); S_b — статический момент части сечения II—II под наклонной трещиной относительно оси, проходящей через центр тяжести указанного сечения; S_{red} — статический момент части сечения II—II, расположенной по одну сторону от оси, проходящей через центр тяжести сечения; y_{red} — расстояние от оси, проходящей через центр тяжести сечения II—II, до растянутого от действия внешней нагрузки края указанного сечения; φ_f и φ_b — коэффициенты, учитывающие влияние местных сжимающих напряжений в бетоне:

при действии сосредоточенных сил и пролете среза $a \leqslant 2h_0$

$$\varphi_f = 1+\frac{4Q_1}{R_{b,ser}bh_0}; \quad (4.101)$$

$$\varphi_b = 1+\frac{3Q_{sup}}{R_{b,ser}bh}; \quad (4.102)$$

при действии равномерно распределенной нагрузки

$$\varphi_f = 1+\frac{4q}{R_{b,ser}b}; \quad (4.103)$$

φ_b — см. формулу (4.102).

При действии сосредоточенных сил и пролете среза $a > 2h_0$ коэффициенты φ_f и φ_b принимают равными единице.

В формуле (4.100)

$$\sigma_y = \frac{0{,}4Q_{sup}}{bh}\left(\frac{h}{y_b-h_f}-1\right)\times \times\left(1-\frac{0{,}4b_1}{y_b-h_f}\right). \quad (4.104)$$

При действии сосредоточенных сил и пролете среза $a < 1{,}6h_0$ расстояние от оси опоры до сечения I—I — a_1 принимают равным a (т. е. расстоянию до первой сосредоточенной силы), а при пролете среза $a \geqslant 1{,}6h_0$ и при действии равномерно распределенной нагрузки определяют по формуле

$$a_1 = \frac{x^2-x_t(2x+h_f-b_1\operatorname{tg}\theta_1-h)}{x_t\operatorname{tg}\theta_1}. \quad (4.105)$$

При расчете элементов двутаврового сечения или таврового с полкой в сжатой зоне в формулы (4.95), (4.98) и (4.99) вводят момент инерции полного приведенного сечения. Если в результате определения x_t окажется, что $x_t > h'_f$, перерассчитывают высоту сжатой зоны над наклонной трещиной, при этом в формулы (4.95) и (4.98)...(4.100) вводят момент инерции приведенного сечения без учета свесов сжатой полки.

При расчете элементов таврового сечения с полкой в сжатой зоне или прямоугольного сечения в формулах (4.94), (4.96), (4.99) и (4.104) принимают $h'_f = 0{,}25h$.

С предельной величиной раскрытия трещин, установленной нормали, сравнивают большее из значений a_{crc}, полученных по формулам (4.86) и (4.87).

Расчет по закрытию трещин

По действующим нормативным документам при 2-й категории требований к трещиностойкости в элементах допускается ограниченное по ширине непродолжительное раскрытие трещин при условии обеспечения их последующего надежного закрытия (зажатия). Это позволяет существенно расширить область рационального использования высокопрочной арматуры и не допустить продолжительное раскрытие трещин там, где они по расчету не должны возникать.

Железобетонные элементы рассчитывают по закрытию трещин: нормальных к продольной оси элемента; наклонных к продольной оси элемента.

Расчет по закрытию трещин выполняют для зон элементов, к трещиностойкости которых предъявляют требования 2-й категории, если в этих элементах от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$ трещины образуются.

Закрытие трещин, нормальных к продольной оси элемента

Для обеспечения надежного закрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, при действии постоянных и длительных нагрузок следует соблюдать следующие требования.

А. Сечение элемента с трещинами в растянутой зоне, образовавшимися от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, должно оставаться обжатым при действии постоянных и длительных нагрузок, вводимых в расчет с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$, с нормальными напряжениями сжатия на растягиваемой внешними нагрузками грани элемента не менее 0,5 МПа; при этом величину σ_b определяют как для упругого тела, от действия внешних нагрузок и усилия предварительного обжатия P_{02}. Данное требование соблюдается, если выполняется условие

$$M_r \leqslant M_{s,crc}, \quad (4.106)$$

где $M_{s,crc}$ — момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси элемента, при закрытии трещин и определяемый по формуле

$$M_{s,crc} = P_{02}(e_{op} + a_n) - 0{,}5W_{red}; \quad (4.107)$$

M_r — момент внешних сил относительно оси, проходящей через ядровую точку, определенную как для упругого материала и наиболее удаленную от растянутой грани:

для изгибаемых моментов

$$M_r = M; \quad (4.108)$$

для внецентренно-сжатых элементов

$$M_r = N(e_0 - a_n); \quad (4.109)$$

для внецентренно-растянутых элементов

$$M_r = N(e_0 + a_n). \quad (4.110)$$

Б. В напрягаемой арматуре S от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок (при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$) не должны возникать необратимые деформации, что обеспечивается выполнением условия

$$\sigma_{sp,2} + \sigma_s \leqslant 0{,}8R_{s,ser}. \quad (4.111)$$

В ненапрягаемой арматуре не должны возникать необратимые деформации, что обеспечивается выполнением условия

$$\sigma_s - \sigma_{sh,c} < R_{s,ser}, \quad (4.112)$$

где $\sigma_{sh,c}$ — начальные напряжения в ненапрягаемой арматуре, численно равные сумме потерь предварительного напряжения от усадки и ползучести бетона (см. табл. 2.4, поз. 6, 8, 9), принимаемые такими же, как и при вычислении $\sigma_{sp,2}$.

В условии (4.111) σ_s — приращение напряжений в напрягаемой арматуре, в условии (4.112) — напряжения в ненапрягаемой арматуре, определяемые по формулам (4.57)...(4.64) с учетом коэффициента δ_e, определяемого по формуле (4.71) при значении a_2, равном расстоянию от наиболее растянутой грани элемента до крайнего ряда рассматриваемой арматуры (соответственно напрягаемой или ненапрягаемой).

Необходимость выполнения условий (4.111) и (4.112) связана с тем, что необратимые (неупругие) деформации арматуры сопровождаются погашением предварительного обжатия. В этих условиях разгрузка элемента до уровня продолжительно действующей нагрузки может не обеспечить надежного закрытия трещин.

Для участков элементов, имеющих начальные трещины в сжатой зоне, величину $\sigma_{sp,2}$ в формуле (4.111) умножают на коэффициент $(1 - \lambda)$, а величину P_{02} при определении момента $M_{s,crc}$ умножают на коэффициент $1{,}1(1 - \lambda)$, но не более 1, где λ определяют по формуле (4.27).

Расчет изгибаемых элементов без трещин в сжатой зоне по закрытию нормальных трещин рекомендуется вести по алгоритму, приведенному в табл. 4.10.

Таблица 4.10. **Расчет по закрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента**

№ п.п	Алгоритм
1	Определяют геометрические характеристики приведенного сечения A_{red}, a_n, W_{red}, а также e_{0p}.
2	По формуле (4.108) вычисляют M_r.
3	По формуле (4.107) вычисляют $M_{s,crc}$.
4	Проверяют неравенство (4.106).
5	По формуле (4.121) вычисляют M_s.
6...11	Выполняют п.п 6...11 табл. 4.7.
12	По формуле (4.58) вычисляют σ_s.
13	Если растянутая арматура расположена в несколько рядов, по формуле (4.71) определяют δ_e; иначе переходят к п. 15.
14	Вычисляют напряжения в арматуре на уровне крайнего растянутого ряда $\sigma_s = \delta_e\sigma_{s,red}$, где $\sigma_{s,red}$ — напряжения в растянутой арматуре на уровне центра тяжести ее сечения.
15	Если арматура напряжена, переходят к п. 16; иначе — к п. 17.
16	Проверяют неравенство (4.111); конец.
17	Вычисляют $\sigma_{sh,c}$ (см. табл. 2.4, поз. 6, 8, 9).
18	Проверяют неравенство (4.112); конец.

Примечание. Внецентренно-сжатые и внецентренно-растянутые элементы рассчитывают аналогично.

Пример 4.5. Дано: балка покрытия показана на рис. 4.12. Предварительное напряжение в арматуре S (при $\gamma_{sp} = 1$) $\sigma_{sp,2} = 640$ МПа. С учетом всех потерь и $\gamma_{sp} = 0{,}9$ усилие предварительного обжатия $P_{02} = 520$ кН, а при $\gamma_{sp} = 1$ $P_{02} = 580$ кН. Момент от постоянных и длительных нагрузок (при $\gamma_f = 1$) $M_l = 320$ кН · м. Остальные данные приведены в примере 4.3.

Требуется рассчитать балку по закрытию нормальных трещин.

Расчет выполняем по алгоритму, приведенному в табл. 4.10. Численные значения e_{0p}, W_{red}, a_n и M_r приведены в примере 4.3.

По формуле (4.107) вычисляем $M_{s,crc} = 520 \cdot 10^3 (0{,}42 + 0{,}325) - 0{,}5 \cdot 10^6 \cdot 6{,}9 \times 10^{-2} = 353 \cdot 10^3$ Н · м = 353 кН · м. Переходим к п. 4.

Проверяем условие (4.106): $M_l = 320$ кН × м $< M_{s,ser} = 353$ кН · м. Переходим к п. 5.

Так как величина σ_s известна (см. пример 4.3), переходим к п. 16.

Проверяем неравенство (4.111). Так как $\sigma_{sp,2} + \sigma_s = 640 + 177 = 817$ МПа $< 0{,}8R_{s,ser} = 0{,}8 \cdot 1330 = 1064$ МПа, то при постоянных и длительных нагрузках трещины, образовавшиеся при полной нагрузке, закрыты.

Закрытие трещин, наклонных к продольной оси элемента

Для обеспечения надежного закрытия (зажатия) трещин, наклонных к продольной оси элемента, оба главных напряжения, определяемые по формуле (4.34), должны быть сжимающими и не менее 0,5 МПа. Это требование должно выполняться на уровне центра тяжести приведенного сечения и в местах примыкания сжатых полок к стенке элемента таврового и двутаврового сечения.

Надежное закрытие трещин обеспечивают с помощью предварительно-напряженной поперечной арматуры (хомутов или отогнутых стержней). Требуемая величина сжимающих напряжений в бетоне, вызванных влиянием предварительного напряжения поперечной арматуры:

$$\sigma_{yp} = 0{,}5\,\frac{\tau_{xy}^2}{\sigma_x - 0{,}5} - \sigma_{y,loc}, \qquad (4.113)$$

где σ_x, τ_{xy} и $\sigma_{y,loc}$ определяют по формулам (2.13), (4.42) и (4.39). При этом напряжения $\sigma_{y,loc}$ и σ_x подставляют в формулу (4.113) со знаком «+», если они сжимающие, и со знаком «—» — если они растягивающие.

Использовать формулу (4.113) рекомендуется лишь в том случае, если при найденной по ней величине σ_{yp} образуются наклонные трещины, т. е. при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок с $\gamma_f > 1$ не выполняются условия (4.32) и (4.33). В противном случае значение σ_{yp} можно снизить так, чтобы выполнить указанные условия.

Расчет по деформациям

Деформации (прогибы, углы поворота) железобетонных элементов вычисляют по кривизнам, используя формулы строительной механики. Кривизны и деформации отсчитывают от их начального состояния, а при предварительном напряжении арматуры — от состояния до обжатия.

Величину кривизны определяют:

а) для участков элемента, в растянутой зоне которых не образуются трещины, нормальные к продольной оси элемента, т. е. выполняется условие (4.3),— как для сплошного тела;

б) для участков элемента, в растянутой зоне которых имеются трещины, нормальные к продольной оси,— как отношение разности средних деформаций крайних волокон сжатой зоны бетона и продольной арматуры к рабочей высоте сечения элемента.

Элементы или участки элементов рассматривают без трещин в растянутой зоне, если трещины не образуются при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок. При этом нагрузки вводят в расчет с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$.

Основное преимущество современных норм — единый подход к расчету изгибаемых, внецентренно-сжатых и внецентренно-растянутых элементов при непродолжительном и продолжительном действии нагрузки.

Кривизна элементов на участках без трещин в растянутой зоне

На участках, где не образуются нормальные к продольной оси трещины, полную величину кривизны изгибаемых, внецентренно-сжатых и внецентренно-растянутых элементов определяют по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{tot} = \left(\frac{1}{r}\right)_{sh} + \left(\frac{1}{r}\right)_{l} - \left(\frac{1}{r}\right)_{cp} - \left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c}, \qquad (4.114)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_{sh}$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_{l}$ — кривизны соответственно от кратковременных нагрузок и от постоянных и длительных временных нагрузок (без учета усилия P_0):

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{\overline{M}\varphi_{b2}}{\varphi_{b1}E_b I_{red}}, \qquad (4.115)$$

$\overline{M}$ — момент от соответствующей внешней нагрузки (кратковременной, длительной) относительно оси, нормальной к плоскости действия изгибающего момента и проходящей через центр тяжести приведенного сечения; φ_{b2} — коэффициент, учитывающий влияние ползучести бетона на деформации элемента без трещин и принимаемый по табл. 4.11; φ_{b1} — коэффициент, учитывающий влияние быстронатекающей ползучести бетона и принимаемый для бетонов: тяжелого, мелкозернистого и легкого при плотном мелком заполнителе, а также ячеистого (для двухслойных предварительно напряженных конструкций из ячеистого и тяжелого бетонов) — 0,85, легкого при пористом мелком заполнителе и поризованного — 0,7; $\left(\frac{1}{r}\right)_{cp}$ — кривизна, обусловленная выгибом элемента от непродолжительного действия усилия предварительного обжатия:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cp} = \frac{P_0 e_{0p}}{\varphi_{b1}E_b I_{red}}; \qquad (4.116)$$

$\left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c}$ — кривизна, обусловленная выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона от усилия предварительного обжатия

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c} = \frac{\varepsilon_{sh,c} - \varepsilon'_{sh,c}}{h_0}. \qquad (4.117)$$

Здесь $\varepsilon_{sh,c}$ и $\varepsilon'_{sh,c}$ — относительные деформации бетона, вызванные его усадкой и ползучестью от усилия предварительного обжатия, определяемые соответственно на уровне центра тяжести растянутой продольной арматуры и

Таблица 4.11. **Значения коэффициента φ_{b2}, учитывающего влияние ползучести бетона на деформации элементов без трещин**

Продолжительность действия нагрузки	Значения φ_{b2} для бетона				
	тяжелого, легкого (без применения вспученного перлитового песка), ячеистого (для двухслойных предварительно напряженных конструкций из ячеистого и тяжелого бетонов)	легкого (с применением вспученного перлитового песка) и поризованного	мелкозернистого группы		
			А	Б	В
Непродолжительное	1	1	1	1	1
Продолжительное при влажности воздуха окружающей среды, %:					
выше 40	2	3	2,6	3	2
40 и ниже	3	4,5	3,9	4,5	3

Примечание. Влажность воздуха окружающей среды принимают в соответствии со СНиП II-1-82.

крайних волокон бетона по формулам

$$\varepsilon_{sh,c} = \frac{\sigma_{sh,c}}{E_s}, \qquad (4.118)$$

$$\varepsilon'_{sh,c} = \frac{\sigma'_{sh,c}}{E_s}. \qquad (4.119)$$

Величину $\sigma_{sh,c}$ принимают численно равной сумме потерь предварительного напряжения арматуры от усадки и ползучести бетона по табл. 2.4 (поз. 6, 8, 9) для арматуры растянутой зоны, а $\sigma'_{sh,c}$ — то же, для напрягаемой арматуры, если бы она имелась на уровне крайних сжатых волокон бетона (т. е. $\sigma'_{sh,c}$ определяют как при наличии, так и при отсутствии арматуры в сжатой зоне).

При определении $\sigma_{sh,c}$ и $\sigma'_{sh,c}$ напряжения в бетоне σ_b находят по формуле (2.13) соответственно на уровне центра тяжести сечения арматуры S и на уровне крайних сжатых волокон бетона. Потери от усадки бетона при определении $\sigma'_{sh,c}$ принимают равными нулю, если в стадии изготовления в зоне, растянутой от действия усилия P_0, образуются трещины. В этом случае $\varepsilon'_{sh,c} = 0$.

Сумму $\left(\frac{1}{r}\right)_{cp} + \left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c}$ при определении кривизны по формуле (4.114) допускается принимать не менее $P_{02}e_{0p}\varphi_{b2}/\varphi_{b1}E_b I_{red}$.

Если моменты $\overline{M}$ и $P_{02}e_{0p}$ действуют в одном направлении (например, на защемленных опорах неразрезных балок), значения кривизн $\left(\frac{1}{r}\right)_{cp}$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c}$ вводят в формулу со знаком «+».

При определении кривизны участков элементов с начальными трещинами в сжатой зоне величины $\left(\frac{1}{r}\right)_{sh}$, $\left(\frac{1}{r}\right)_{l}$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_{cp}$, вычисленные по формулам (4.115) и (4.116), увеличивают на 15 %, а $\left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c}$, вычисленную по формуле (4.117),— на 25 %. Этим учитывается, что хотя после приложения внешней нагрузки начальные трещины будут закрыты и зажаты, до их закрытия элемент более податлив, а следовательно и его полная кривизна при наличии таких трещин больше, чем при их отсутствии.

На участках, где образуются нормальные трещины в растянутой зоне, но при действии рассматриваемой нагрузки обеспечено их закрытие (например, на участках элементов, к трещиностойкости которых предъявляют требования 2-й категории), величины кривизн $\left(\frac{1}{r}\right)_{sh}$, $\left(\frac{1}{r}\right)_{cp}$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_{l}$, входящие в формулу (4.114), увеличивают на 20 %. Тем самым учитывается, что после появления трещин в растянутой зоне в бетоне сжатой зоны накапливаются заметные неупругие деформации и кривизна элемента после снижения нагрузки при закрытии трещин больше, чем при первоначальном нагружении.

При ограничении прогибов по эстетическим требованиям кривизну $\left(\frac{1}{r}\right)_{sh}$ в формуле (4.114) принимают равной нулю.

Для элементов без предварительного напряжения значения $\left(\frac{1}{r}\right)_{cp}$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c}$ принимают равными нулю.

Полную величину кривизны изгибаемых, внецентренно-сжатых и внецентренно-растянутых элементов на участках без трещин в растянутой зоне рекомендуется определять по алгоритму, приведенному в табл. 4.12.

Пример 4.6. Дано: балка покрытия с размерами сечения, указанными на рис. 4.12. Усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь и $\gamma_{sp} = 1 - P_{01} = 800$ кН. Усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь и $\gamma_{sp} = 1 - P_{02} = 725$ кН. Потери напряжений от усадки и ползучести бетона на уровне центра тяжести арматуры S $\sigma_{sh,c} = 92$ МПа,

Таблица 4.12. Определение полной величины кривизны изгибаемых внецентренно-сжатых и внецентренно-растянутых элементов на участке без трещин в растянутой зоне

№ п.п	Алгоритм
1	Определяют геометрические характеристики приведенного сечения A_{red}, W_{pl} и I_{red}.
2	По формуле (4.115) при $\varphi_{b1} = 1$ вычисляют $\left(\frac{1}{r}\right)_{sh}$.
3	По табл. 4.11 определяют φ_{b2}.
4	По формуле (4.115) вычисляют $\left(\frac{1}{r}\right)_{l}$.
5	По формуле (4.116) вычисляют $\left(\frac{1}{r}\right)_{cp}$.
6	Для зоны, растянутой от предварительного напряжения, вычисляют M_r и M_{crc} (см. табл. 4.2).
7	Если выполняется условие $M_r \leqslant M_{crc}$, переходят к п. 8, иначе принимают $\sigma'_{sh,c} = 0$ и $\varepsilon'_{sh,c} = 0$.
8	Вычисляют $\sigma'_{sh,c}$ и $\sigma'_{sh,c}$ (см. табл. 2.4, поз. 6, 8, 9).
9	По формулам (4.118) и (4.119) вычисляют $\varepsilon_{sh,c}$ и $\varepsilon'_{sh,c}$.
10	По формуле (4.117) вычисляют $\left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c}$.
11	Если выполняется условие $M_r > M_{crc}$ (см. п. 6), величины $\left(\frac{1}{r}\right)_{sh}$, $\left(\frac{1}{r}\right)_{l}$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_{cp}$ необходимо умножить на 1,15, а $\left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c}$ — на 1,25.
12	Если выполняется неравенство $\left(\frac{1}{r}\right)_{cp} + \left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c} \geqslant P_{02} e_{0p} \varphi_{b2}/\varphi_{b1} E_b I_{red}$, переходят к п. 13, иначе $\left(\frac{1}{r}\right)_{cp} + \left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c} = P_{02} e_{0p} \varphi_{b2}/\varphi_{b1} E_b I_{red}$.
13	По формуле (4.114) вычисляют $\left(\frac{1}{r}\right)_{tot}$; конец.

а на уровне крайних сжатых волокон $\sigma'_{sh,c} = 47$ МПа. Передаточная прочность бетона R_{bp} соответствует классу бетона $B25$. Прочность при осевом растяжении $R^p_{bt,ser} = 1{,}6$ МПа. Момент от полной нагрузки (при $\gamma_f = 1$) $M_{tot} = 650$ кН · м, в т. ч. от постоянных и длительных нагрузок $M_l = 410$ кН · м. Влажность воздуха ниже 40 %. Нормальные трещины от действия внешней нагрузки не образуется.

Требуется вычислить полную кривизну балки.

Расчет. Поскольку элемент при заданной внешней нагрузке работает без трещин, нормальных к продольной оси, полную кривизну вычисляем по алгоритму, приведенному в табл. 4.12.

Так как геометрические характеристики приведенного сечения уже вычислены (см. пример 4.3), переходим к п. 2. По формуле (4.115) при $\varphi_{b2} = 1$ и $\varphi_{b1} = 0{,}85$ вычисляем

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{sh} = \frac{650 \cdot 10^3 \cdot 1}{0{,}85 \cdot 29 \cdot 10^9 \cdot 6{,}07 \cdot 10^{-2}} = 4{,}34 \cdot 10^{-4}\ \text{м}^{-1}.$$

Переходим к п. 3. По табл. 4.11 для продолжительного действия нагрузки при влажности ниже 40 % находим $\varphi_{b2} = 3$. Переходим к п. 4.

По формуле (4.115) при $\varphi_{b2} = 3$ и $\varphi_{b1} = 0{,}85$ вычисляем

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{l} = \frac{410 \cdot 10^3 \cdot 3}{0{,}85 \cdot 29 \cdot 10^9 \cdot 6{,}07 \cdot 10^{-2}} = 8{,}22 \cdot 10^{-4}\ \text{м}^{-1}.$$

Переходим к п. 5. По формуле (4.116) вычисляем

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cp} = \frac{725 \cdot 10^3 \cdot 0{,}42}{0{,}85 \cdot 29 \cdot 10^9 \cdot 6{,}07 \cdot 10^{-2}} = 2{,}04 \cdot 10^{-4}\ \text{м}^{-1}.$$

Переходим к п. 6. Для зоны, растянутой от действия предварительного напряжения, при $\varphi = 0{,}8$

$$M_r = P_{01}(e_{0p} - r) = 800\,(0{,}42 - 0{,}8 \cdot 0{,}325) = 128\ \text{кН} \cdot \text{м};$$

$$W'_{red} = \frac{I_{red}}{h - y_{red}} = \frac{6{,}07 \cdot 10^{-2}}{1{,}5 - 0{,}88} = 9{,}8 \cdot 10^{-2}\ \text{м}^2;$$

$$M'_{crc} = 1{,}75 \cdot 9{,}8 \cdot 10^{-2} \cdot 1{,}6 \cdot 10^6 = 274 \cdot 10^3\ \text{Н} \cdot \text{м} = 274\ \text{кН} \cdot \text{м}.$$

Переходим к п. 7.

Так как $M'_{crc} = 274$ кН · м $> M_r =$ $= 128$ кН · м, переходим к п. 8.

Численные значения $\sigma_{sh,c}$ и $\sigma'_{sh,c}$ приведены в условии. Переходим к п. 9.

По формулам (4.118)...(4.119) вычисляем: $\varepsilon_{sh,c} = 92/1{,}8 \cdot 10^5 = 51 \cdot 10^{-5}$; $\varepsilon'_{sh,c} = 47/1{,}8 \times$ $\times 10^5 = 26 \cdot 10^{-5}$. Переходим к п. 10.

По формуле (4.117)

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c} = \frac{51 \cdot 10^{-5} - 26 \cdot 10^{-5}}{1{,}38} = 18 \cdot 10^{-5}\ \text{м}^{-1}.$$

Переходим к п.11.

Так как для растянутой от предварительного обжатия зоны $M_{crc} > M_r$, переходим к п. 12.

Так как $\left(\frac{1}{r}\right)_{cp}+\left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c}=2{,}04\cdot10^{-4}+$ $-1{,}8\cdot10^{-4}=3{,}84\cdot10^{-4}$ м$^{-1}<\frac{P_{02}e_{0p}\varphi_{b2}}{\varphi_{b1}E_bI_{red}}=$ $=\frac{725\cdot10^3\cdot0{,}42\cdot3}{0{,}85\cdot29\cdot10^9\cdot6{,}07\cdot10^{-2}}=6{,}1\cdot10^{-4}$ м$^{-1}$, принимаем $\left(\frac{1}{r}\right)_{cp}+\left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c}=6{,}1\cdot10^{-4}$ м$^{-1}$.

Переходим к п. 13.

По формуле (4.114)

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{tot}=4{,}34\cdot10^{-4}+8{,}22\cdot10^{-4}-$$
$$-6{,}1\cdot10^{-4}=6{,}45\cdot10^{-4}\text{ м}^{-1}.$$

Кривизна элементов на участках с трещинами в растянутой зоне

Кривизну железобетонных элементов на участках, где образуются нормальные трещины в растянутой зоне, определяют на основе следующих положений: рассматривают сечение с трещиной в растянутой зоне; работу растянутого бетона, расположенного между нулевой линией и вершиной трещины, не учитывают и считают, что все растягивающие усилия в сечении с трещиной воспринимаются продольной арматурой; в расчет вводят высоту сжатой зоны над трещиной и принимают, что напряжения в бетоне сжатой зоны распределены равномерно, а неупругие деформации сжатого бетона (имеются в виду деформации ползучести) учитываются коэффициентом ν_b; переход от деформаций арматуры и бетона в сечении с трещиной к средним деформациям осуществляют путем введения в расчет коэффициентов ψ_s и ψ_b, учитывающих соответственно работу растянутого бетона на участке с трещинами и неравномерность распределения деформаций крайних сжатых волокон бетона по длине участка с трещинами.

С учетом изложенного, кривизну изгибаемых, внецентренно-сжатых, а также внецентренно-растянутых при $e_{0,tot}\geqslant0{,}8h_0$ ($e_{0,tot}$ — см. условие (4.60)) элементов прямоугольного, таврового и двутаврового (коробчатого) сечений определяют по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right)=\frac{M_s}{h_0z}\left[\frac{\psi_s}{E_sA_{sp}+E_sA_s}+\right.$$
$$\left.+\frac{\psi_b}{(\varphi_f+\xi)\,bh_0E_b\nu_b}\right]-\frac{N_{tot}\psi_s}{h_0\,(E_sA_{sp}+E_sA_s)},\qquad(4.120)$$

где M_s — момент (заменяющий) относительно оси, нормальной к плоскости действия момента и проходящей через центр тяжести сечения арматуры S, от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого сечения и от усилия предварительного обжатия P_0, вычисляемый по формулам:

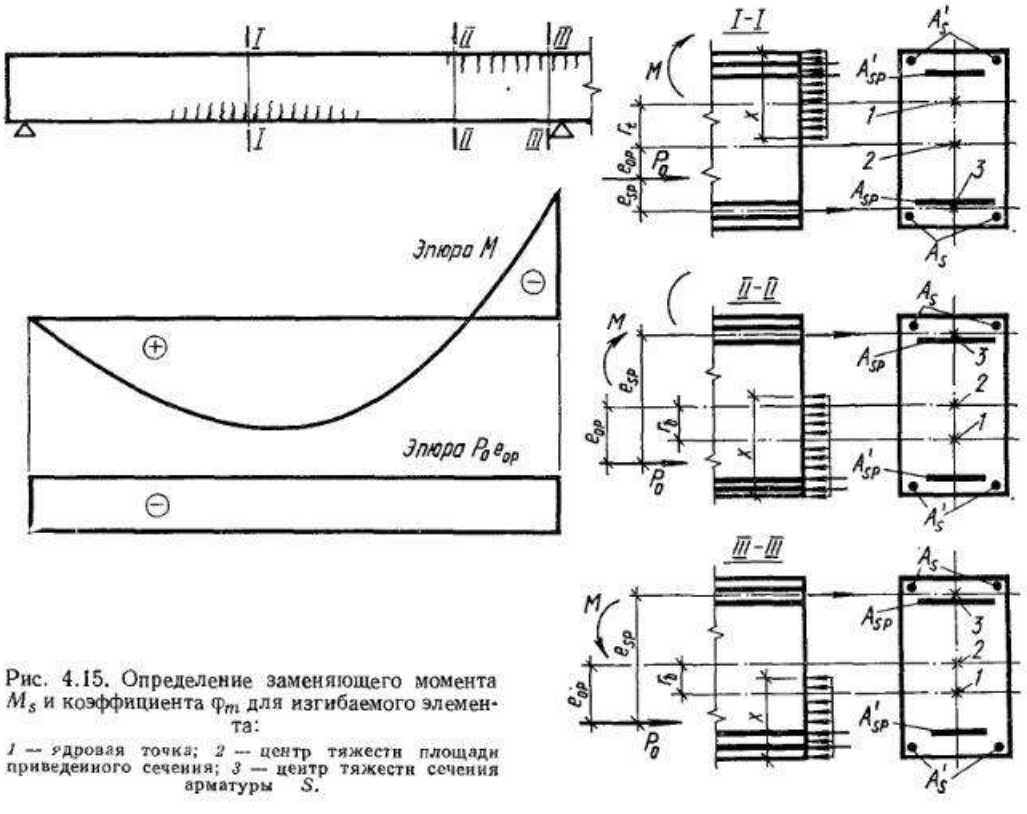


Рис. 4.15. Определение заменяющего момента M_s и коэффициента φ_m для изгибаемого элемента:

1 — ядровая точка; 2 — центр тяжести площади приведенного сечения; 3 — центр тяжести сечения арматуры S.

Таблица 4.13. **Значения коэффициента ν_b, характеризующего упругопластическое состояние бетона сжатой зоны**

Продолжительность действия нагрузки	Значения ν_b для бетона					
	тяжелого, легкого (без применения вспученного перлитового песка)	легкого (с применением вспученного перлитового песка) и поризованного	ячеистого	мелкозернистого группы		
				А	Б	В
Непродолжительное	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45	0,45
Продолжительное при влажности воздуха, %:						
а) выше 40	0,15	0,07	0,2	0,15	0,07	0,2
б) 40 и ниже	0,10	0,04	0,1	0,10	0,04	0,1

Примечание. Влажность воздуха окружающей среды принимают в соответствии со СНиП II-1-82.

для изгибаемых элементов

$$M_s = \pm M \pm P_0 e_{sp}; \qquad (4.121)$$

для внецентренно-сжатых и внецентренно-растянутых элементов

$$M_s = \pm N e_s \pm P_0 e_{sp} \qquad (4.122)$$

(знак определяют направлением вращения моментов; положительным считают моменты, вызывающие растяжение в арматуре S (рис. 4.15)); N_{tot} — равнодействующая продольной силы N и усилия предварительного обжатия P_0:

$$N_{tot} = P_0 \pm N; \qquad (4.123)$$

(в формуле (4.123) растягивающее усилие N принимается со знаком «—», при этом к внецентренно-растянутым элементам относят элементы, растянутые усилием N_{tot}; в формулу (4.120) усилие N_{tot} подставляют со своим знаком); z — расстояние от центра тяжести сечения арматуры S до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения над трещиной, т. е. плечо внутренней пары в сечении с трещиной (см. формулу (4.135); φ_f — относительная площадь сечения свесов сжатой полки и арматуры в сжатой зоне (см. формулу (4.133); $\xi = \frac{x}{h_0}$ — относительная высота сжатой зоны бетона в сечении с трещиной (см, формулу (4.130)).

Коэффициент ψ_b принимают:

Для тяжелого, мелкозернистого и легкого бетона классов выше *B*7,5 . . .	0,9
Для легкого бетона классов *B*7,5 и ниже и ячеистого бетона	0,7
Для элементов, рассчитываемых на действие многократно повторяющейся нагрузки, независимо от вида и класса бетона	1

Коэффициент ν_b определяют по табл. 4.13.

Для характерных сечений преднапряженной неразрезной балки (см. рис. 4.15) момент M_s и коэффициент φ_m (см. формулы (4.27) и (4.138)) определяют по формулам:

сечение I—I

$$M_s = M + P_0 e_{sp}; \qquad (4.124)$$

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl,b}}{M - P_0 (e_{0p} - r_t)}; \qquad (4.125)$$

сечение II—II

$$M_s = P_0 e_{sp} - M; \qquad (4.126)$$

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl,t}}{P_0 (e_{0p} - r_b) - M}; \qquad (4.127)$$

сечение III—III

$$M_s = P_0 e_{sp} + M; \qquad (4.128)$$

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl,t}}{P_0 (e_{0p} - r_b) + M}. \qquad (4.129)$$

При определении кривизны участков элементов с начальными трещинами в сжатой зоне значение P_0 снижают, умножая на коэффициент $(1 - \lambda)$, где λ определяют по формуле (4.27). Снижение усилия P_0 при наличии начальных трещин сказывается на коэффициенте ψ_s и усилии N_{tot}, что приводит к увеличению расчетных значений кривизны.

Для элементов, выполняемых без предварительного напряжения арматуры, усилие P_0 принимают равным нулю.

При применении арматуры S, располагаемой в несколько рядов по высоте сечения, кривизну определяют в предположении, что все стержни сосредоточены на уровне центра тяжести сечения этой арматуры.

Величину ξ вычисляют по формуле

$$\xi = \frac{1}{\beta + \dfrac{1 + 5(\delta_s + \lambda_f)}{10\mu_s\alpha_s}} \pm \frac{1{,}5 + \varphi_f}{11{,}5\dfrac{e_{s,tot}}{h_0} \pm 5}, \qquad (4.130)$$

но принимают не более 1. Для второго слагаемого правой части формулы (4.130) верхние знаки принимают при сжимающем, а нижние — при растягивающем усилии N_{tot}.

В формуле (4.130):

β — коэффициент, принимаемый для бетонов:

Тяжелого, легкого и поризованного	1,8
Мелкозернистого	1,6
Ячеистого	1,4

$$\delta_s = \frac{M_s}{R_{b,ser} b h_0^2}; \qquad (4.131)$$

$$\lambda_f = \varphi_f \left(1 - \frac{h_f'}{2h_0}\right); \qquad (4.132)$$

$$\varphi_f = \frac{(b_f' - b)\, h_f' + \dfrac{\alpha_s A_{sp}' + \alpha_s' A_s'}{2\nu_b}}{b h_0}; \qquad (4.133)$$

$$e_{s,tot} = \left| \frac{M_s}{N_{tot}} \right| \qquad (4.134)$$

В формуле (4.130) величину $e_{s,tot}/h_0$ для изгибаемых и внецентренно-сжатых элементов принимают не менее 0,5.

Величину z вычисляют по формуле

$$z = h_0 \left[1 - \frac{\dfrac{h_f'}{h_0}\varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right]. \qquad (4.135)$$

Для внецентренно-сжатых элементов z принимают не более $0{,}97 e_{s,tot}$. Для элементов прямоугольного сечения и таврового с полкой в растянутой зоне в формулы (4.132), (4.133) и (4.135) вместо величины h_f' подставляют величины $2a'$ или $h_f' = 0$ соответственно при наличии или отсутствии арматуры S'.

Для сечений, имеющих полку в сжатой зоне, ξ, z и $\left(\frac{1}{r}\right)$ при $\xi < h_f'/h_0$ определяют как для прямоугольных шириной b_f', принимая $\varphi_f = 0$ и

$$\delta_s = \frac{M_s}{R_{b,ser} b_f' h_0^2}. \qquad (4.136)$$

Расчетную ширину b_f' определяют как при расчете прочности нормальных сечений. Если соблюдается условие

$$\xi < a'/h_0, \qquad (4.137)$$

величины φ_f, ξ, z и $\left(\frac{1}{r}\right)$ следует определять без учета арматуры S'.

Коэффициент ψ_s для элементов из тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов и двухслойных предварительно напряженных конструкций из ячеистого и тяжелого бетонов определяют по формуле

$$\psi_s = 1{,}25 - \varphi_l \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3{,}5 - 1{,}8\varphi_m)\, e_{s,tot}/h_0}, \qquad (4.138)$$

но принимают не более 1 (при этом следует принимать $e_{s,tot}/h_0 \geqslant 1{,}2/\varphi_l$). Для изгибаемых элементов, выполняемых без предварительного напряжения арматуры, последний член в правой части формулы (4.138) принимают равным нулю.

Таблица 4.14. **Значения коэффициента φ_l, учитывающего продолжительность действия нагрузки**

Продолжительность действия нагрузки	Значения φ_l для бетона классов	
	выше B7,5	B7,5 и ниже
Непродолжительное при стержневой арматуре:		
гладкой	1	0,7
периодического профиля	1,1	0,8
при проволочной арматуре	1	0,7
Продолжительное (независимо от вида арматуры)	0,8	0,6

В формуле (4.138) φ_l — коэффициент, учитывающий влияние вида рабочей арматуры и продолжительности действия нагрузки и принимаемый по табл. 4.14; φ_m — параметр, характеризующий соотношение между усилием, воспринимаемым сечением перед образованием трещин, и усилием, действующим в сечении

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{|\pm M_r \mp M_{rp}|}, \qquad (4.139)$$

но не более 1.

Значение W_{pl} определяют по формуле (4.14) или (4.17), значения M_r и M_{rp} — по формулам (4.6)...(4.8) и (4.5). При этом за положительные принимают моменты, вызывающие растяжение в арматуре S.

Для однослойных конструкций из ячеистого бетона (без предварительного наприжения)

$$\psi_s = 0{,}5 + \varphi_l \frac{M}{M_u}. \qquad (4.140)$$

Здесь M_u — момент, воспринимаемый сечением элемента из расчета по прочности при расчетных сопротивлениях арматуры и бетона для предельных состояний второй группы; φ_l — коэффициент, принимаемый равным:

а) при непродолжительном действии нагрузки для арматуры периодического профиля — 0,6, для гладкой арматуры — 0,7;

б) при продолжительном действии нагрузки независимо от профиля арматуры — 0,8.

Для элементов, рассчитываемых на выносливость, значение коэффициента ψ_s принимают во всех случаях равным 1.

Определение кривизны изгибаемых, внецентренно-сжатых, а также внецентренно-растянутых при $e_{0,tot} \geqslant 0{,}8 h_0$ элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с трещинами в растянутой зоне рекомендуется производить по алгоритму, приведенному в табл. 4.15.

Таблица 4.15. **Определение кривизны изгибаемых, внецентренно-сжатых и внецентренно-растянутых (при $e_{0,tot} > 0,8h_0$) элементов с трещинами в растянутой зоне**

Продолжение табл. 4.15

№ п.п	Алгоритм
1	Определяют геометрические характеристики приведенного сечения A_{red}, I_{red}, W_{pl} и коэффициент μ_s.
2	Для внецентренно-растянутых элементов перейти к п. 3, иначе — к п. 5.
3	Проверяют условие (4.60).
4	Если это условие выполняется, переходят к п. 5, иначе — см. табл. 4.16.
5	По формуле (4.122) для внецентренно-сжатых и внецентренно-растянутых элементов и по формуле (4.121) — для изгибаемых элементов вычисляют M_s.
6	По формуле (4.123) вычисляют N_{tot}.
7	По формуле (4.134) вычисляют $e_{s,tot}$.
8	По табл. 4.13 определяют ν_b.
9	По формулам (4.131)—(4.133) вычисляют δ_s, λ_f и φ_f.
10	Для внецентренно-растянутых элементов переходят к п. 12, иначе — к п. 11.
11	Если $e_{s,tot}/h_0 \geqslant 0,5$, переходят к п. 12, иначе принимают $e_{s,tot}/h_0 = 0,5$.
12	По формуле (4.130) вычисляют ξ.
13	По формуле (4.135) вычисляют z.
14	Для внецентренно-сжатых элементов переходят к п. 15, иначе — к п. 16.
15	Если $z \leqslant 0,97\, e_{s,tot}$, переходят к п. 16, иначе принимают $z = 0,97\, e_{s,tot}$.
16...30	Выполняют пп., соответственно, 2...16 табл. 4.2.
31	По формуле (4.139) вычисляют φ_m.
32	Если $\varphi_m \leqslant 1$, переходят к п. 33, иначе принимают $\varphi_m = 1$.
33	Если $e_{0,tot}/h_0 \geqslant 1,2/\varphi_l$ (коэффициент φ_l принимают по табл. 4.14), переходят к п. 34, иначе принимают $e_{0,tot}/h_0 = 1,2/\varphi_l$.
34	В зависимости от вида бетона, по формуле (4.138) или (4.140) вычисляют ψ_s.
35	В зависимости от вида бетона определяют φ_b.
36	По формуле (4.120) вычисляют $\left(\frac{1}{r}\right)$.
37	Аналогичным образом (при соответствующих значениях ψ_s и ν_b) вычисляют кривизны $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_3$.
38	Если $\left(\frac{1}{r}\right)_2 < 0$, принимают $\left(\frac{1}{r}\right)_2 = 0$; если $\left(\frac{1}{r}\right)_3 < 0$ — принимают $\left(\frac{1}{r}\right) = 0$.
39...43	Выполняют пп. 6...10 табл. 4.12.
44	По формуле (4.114) вычисляют $\left(\frac{1}{r}\right)$; конец.

Кривизну $\left(\frac{1}{r}\right)$ внецентренно-растянутых элементов ($N > P_0$) с эксцентриситетом $e_{0,tot} < 0,8h_0$ ($e_{0,tot}$ — см. условие (4.60)) на участках с нормальными трещинами в растянутой зоне определяют по формуле *

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{N_{tot}e_{s,tot}}{z_s^2}\left(\frac{\psi_s}{E_sA_{sp} + E_sA_s} + \frac{\psi_s'}{E_sA_{sp}' + E_sA_s'}\right) + \frac{N_{tot}\psi_s}{z_s\,(E_sA_{sp} + E_sA_s)}, \tag{4.141}$$

где N_{tot} — равнодействующая продольной силы N и усилия предварительного обжатия P_0:

$$N_{tot} = N - P_0; \tag{4.142}$$

$$e_{s,tot} = \frac{Ne_s + P_0e_{sp}}{N_{tot}} \tag{4.143}$$

z_s — расстояние между центрами тяжести сечений арматуры S и S'; ψ_s и ψ_s' — коэффициенты, учитывающие работу растянутого бетона между трещинами, соответственно для арматуры S и S'.

Если силы N_{tot} и N приложены между центрами тяжести площадей S и S', то в формулах (4.141) и (4.143) соответствующие эксцентриситеты $e_{s,tot}$ и e_s принимают со знаком «—».

Значения ψ_s и ψ_s' вычисляют по формулам

$$\psi_s = 1 - \varphi_l\frac{N_{tot,crc}}{N_{tot}}; \tag{4.144}$$

$$\psi_s' = 1 - \varphi_l\frac{N_{tot,crc}'}{N_{tot}}, \tag{4.145}$$

где $N_{tot,crc}$ — усилие, приложенное в той же точке, что и сила N_{tot}, соответствующее образованию трещин в более растянутой зоне сечения; $N_{tot,crc}'$ — то же, в менее растянутой зоне сечения; φ_l — коэффициент, учитывающий влияние продолжительности действия нагрузки и принимаемый равным: при непродол-

* При центральном растяжении арматуру S располагают у одной грани элемента, арматуру S' — у противоположной; при этом $\left(\frac{1}{r}\right) = 0$.

жительном действии нагрузки — 0,7, при продолжительном — 0,35.

Отношение $N_{tot,crc}/N_{tot}$ в формулах (4.144) и (4.145) принимают не больше единицы. При эксцентриситете $0{,}8h_0 > e_{0,tot} > y - a$ (где y — расстояние от более растянутой грани до центра тяжести приведенного сечения) коэффициент ψ_s' определяют по формуле (4.145) при отношении $N'_{tot,crc}/N_{tot} = 1$.

Значения $N_{tot,crc}$ и $N'_{tot,crc}$ определяют по формулам

$$N_{tot,crc} = \frac{R_{bt,ser}W_{pl,b}}{e_{0,tot} + r_t}; \qquad (4.146)$$

$$N'_{tot,crc} = \frac{R_{bt,ser}W_{pl,t}}{|e_{0,tot} - r_b|}, \qquad (4.147)$$

где $W_{pl,b}$ и $W_{pl,t}$ — значения W_{pl}, определяемые по формуле (4.14), соответственно для более и менее растянутой граней элемента; r_b и r_t — расстояния от центра тяжести приведенного сечения до условных ядровых точек, наиболее удаленных соответственно от более и менее растянутых граней элемента (см. формулу (4.11)).

Кривизну внецентренно-растянутых элементов ($N > P_0$) с эксцентриситетом $e_{0,tot} < 0{,}8h_0$ рекомендуется определять по алгоритму, приведенному в табл. 4.16.

Полную величину кривизны $\left(\frac{1}{r}\right)_{tot}$ для участка с трещинами в растянутой зоне определяют по формуле *

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{tot} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c}, \qquad (4.148)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ — кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки, на которую выполняют расчет по деформациям; $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ — кривизна от непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок; $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ — кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок; $\left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c}$ — кривизна, обусловленная выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона от усилия предварительного обжатия и определяемая по формуле (4.117).

Величины кривизны $\left(\frac{1}{r}\right)_1$, $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ определяют по формулам (4.120) и (4.141). При этом $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ вычисляют при ψ_s и υ_b, отвечающих непродолжительному действию нагрузки. Если $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ отрицательные, то они принимаются равными нулю.

Если моменты от внешних нагрузок и от усилия P_0 относительно центра тяжести сечения арматуры S имеют одинаковое направление вращения (например, на защемленной опоре неразрезной балки), кривизну $\left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c}$ в формулу (4.148) вводят со знаком «+».

Полную величину кривизны $\left(\frac{1}{r}\right)_{tot}$ для участка с трещинами в растянутой зоне элементов, рассчитываемых на выносливость, при действии многократно повторяющейся нагрузки определяют по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{tot} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 - \left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c}, \qquad (4.149)$$

Таблица 4.16. **Определение кривизны внецентренно растянутых (при $e_{0\,tot} < 0{,}8h_0$) элементов с трещинами в растянутой зоне**

№ п.п	Алгоритм
1	Определяют геометрические характеристики приведенного сечения.
2	По формуле (4.142) вычисляют N_{tot}.
3	По формуле (4.143) вычисляют $e_{s,tot}$.
4	Вычисляют $W_{red,t}$ и $W_{red,b}$.
5	По табл. 4.1 определяют γ.
6	По формуле (4.17) вычисляют $W_{pl,t}$ и $W_{pl,b}$.
7	Если выполняется неравенство (4.12), переходят к п. 8, иначе — к п. 9.
8	По формуле (4.11) вычисляют r_t и r_b, переходят к п. 10.
9	По формуле (4.13) вычисляют r_t и r_b.
10	По формулам (4.146) и (4.147) вычисляют $N_{tot,crc}$ и $N'_{tot,crc}$.
11	Если $N_{tot,crc}/N_{tot} \leqslant 1$ или $N'_{tot,crc}/N_{tot} \leqslant 1$, переходят к п. 12, иначе в формулах (4.144) и (4.145) принимают $N_{tot,crc}/N_{tot} = 1$ или $N'_{tot,crc}/N_{tot} = 1$ соответственно.
12	Если выполняется неравенство $0{,}8h_0 > e_{0,tot} > y - a$, принимают $N'_{tot,crc}/N_{tot} = 1$.
13	В зависимости от характера действия нагрузки определяют коэффициент φ_l.
14	По формулам (4.144) и (4.145) вычисляют ψ_s и ψ_s'.
15	По формуле (4.141) вычисляют $\left(\frac{1}{r}\right)$; конец.

Если моменты от внешних нагрузок и от усилия P_0 относительно центра тяжести сечения арматуры S имеют одинаковое направление вращения (например, на защемленной опоре неразрезной балки), кривизну $\left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c}$ в формулу (4.148) вводят со знаком «+».

Полную величину кривизны $\left(\frac{1}{r}\right)_{tot}$ для участка с трещинами в растянутой зоне элементов, рассчитываемых на выносливость, при действии многократно повторяющейся нагрузки определяют по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{tot} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 + \left(\frac{1}{r}\right)_4 - \left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c}, \qquad (4.149)$$

* При ограничении прогибов по эстетическим требованиям $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ в формуле (4.148) принимают равными нулю. Формулой (4.148) нельзя пользоваться при определении полной кривизны элементов, рассчитываемых на выносливость.

где $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ — то же, что и в формуле (4.148), с учетом многократно повторяющейся нагрузки; $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ — кривизна от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок без учета многократно повторяющейся нагрузки (определяют по формуле (4.120), принимая коэффициенты ψ_s и ψ_b равными единице); $\left(\frac{1}{r}\right)_4$ — кривизна от продолжительного действия многократно повторяющейся нагрузки (определяют по формуле (4.120), принимая коэффициенты ψ_s и ψ_b равными единице и коэффициент ν_b равным 0,3). Значение $\left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c}$ определяют по формуле (4.117).

Пример 4.7. Дано: балка покрытия, размеры сечения показаны на рис. 4.12. Расчетный пролет 9 м. Нагрузка равномерно распределенная $q = 64{,}2$ кН/м ($M_{tot} = 650$ кН · м). Потери напряжений от усадки и ползучести бетона на уровне арматуры S $\sigma_{sh,c} = 80$ МПа, на уровне крайних сжатых волокон $\sigma'_{sh,c} = 45$ МПа. Влажность воздуха ниже 40 %. Прогиб ограничивается эстетическими требованиями. Остальные данные приведены в примере 4.3.

Требуется определить полную кривизну балки.

Расчет. Как следует из примера 4.3, в балке образуются нормальные трещины. Поэтому вычисляем кривизну по алгоритму, приведенному в табл. 4.15.

Так как прогиб ограничивается эстетическими требованиями, расчет ведем на действие постоянных и длительных нагрузок, т. е, принимая $\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \left(\frac{1}{r}\right)_2 = 0$. Численные значения M_s; N_{tot}; $e_{s,tot}$ найдены в примере 4.3. Переходим к п. 8 табл. 15. По табл. 4.13 при продолжительном действии нагрузки находим $\nu_b = 0{,}1$. Переходим к п. 9.

По формуле (4.131) (см. пример 4.3) $\delta_s = 0{,}253$, а по формулам (4.133) и (4.132)

$$\varphi_f = \frac{(0{,}36 - 0{,}08)\,0{,}24 + \dfrac{6{,}21 \cdot 1{,}82 \cdot 10^{-4}}{2 \cdot 0{,}1}}{0{,}08 \cdot 1{,}38} = 0{,}573;$$

$$\lambda_f = 0{,}573\left(1 - \frac{0{,}24}{2 \cdot 1{,}38}\right) = 0{,}523.$$

Переходим к п. 10, затем к п. 11 и п. 12.

По формуле (4.130)

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \dfrac{1 + 5\,(0{,}253 + 0{,}523)}{10 \cdot 6{,}57 \cdot 10^{-3} \cdot 6{,}21}} + \frac{1{,}5 + 0{,}573}{11{,}5 \cdot \dfrac{1{,}46}{1{,}38} - 5} = 0{,}362.$$

Переходим к п. 13.

По формуле (4.135)

$$z = 1{,}38 \cdot \left[1 - \frac{\dfrac{0{,}24}{1{,}38}\,0{,}573 + 0{,}362^2}{2\,(0{,}573 + 0{,}362)}\right] = 1{,}21 \text{ м}.$$

Переходим к п. 14, затем к п. 16.

По формуле (4.139) при $W_{pl} = \gamma W_{red} = 1{,}75 \cdot 6{,}9 \cdot 10^{-2} = 12{,}1 \cdot 10^{-2}$ м^3 находим

$$\varphi_m = \frac{1{,}8 \cdot 10^6 \cdot 12{,}1 \cdot 10^{-2}}{650 \cdot 10^3 - 393 \cdot 10^3} = 0{,}847.$$

Переходим к п. 33.

По табл. 4.14 при продолжительном действии нагрузки $\varphi_l = 0{,}8$. Так как $e_{s,tot}/h_0 = 1{,}46/1{,}38 = 1{,}06 < 1{,}2/\varphi_l = 1{,}2/0{,}8 = 1{,}5$, принимаем $e_{s,tot}/h_0 = 1{,}5$ и переходим к п. 34.

По формуле (4.138)

$$\psi_s = 1{,}25 - 0{,}8 \cdot 0{,}847 - \frac{1 - 0{,}847^2}{(3{,}5 - 1{,}8 \cdot 0{,}847)\,1{,}5} = 0{,}48.$$

Переходим к п. 35.

Для тяжелого бетона класса $B30$ принимаем $\psi_b = 0{,}9$. Переходим к п. 36.

По формуле (4.120)

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{847 \cdot 10^3}{1{,}38 \cdot 1{,}21}\left[\frac{0{,}48}{1{,}8 \cdot 10^{11} \cdot 7{,}25 \cdot 10^{-4}} + \frac{0{,}9}{(0{,}573 + 0{,}362)\,0{,}08 \cdot 1{,}38 \cdot 29 \cdot 10^9 \cdot 0{,}1}\right] - \frac{580 \cdot 10^3 \cdot 0{,}48}{1{,}38 \cdot 1{,}8 \cdot 10^{11} \cdot 7{,}25 \cdot 10^{-4}} = 18{,}4 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1}.$$

Так как конструкция предварительно напряженная, необходимо вычислить кривизну, обусловленную усадкой и ползучестью бетона.

По формулам (4.118) и (4.119) $\varepsilon_{sh,c} = 80/1{,}8 \cdot 10^5 = 44{,}4 \cdot 10^{-5}$; $\varepsilon'_{sh,c} = 45/1{,}8 \times 10^5 = 25{,}0 \cdot 10^{-5}$.

По формуле (4.117)

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c} = \frac{44{,}4 \cdot 10^{-5} - 25{,}0 \cdot 10^{-5}}{1{,}38} = 14{,}1 \cdot 10^{-5} \text{ м}^{-1}.$$

Переходим к п. 44.

По формуле (4.148) вычисляем величину полной кривизны:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{tot} = \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c} = 18{,}4 \cdot 10^{-4} - 14{,}1 \cdot 10^{-5} = 17{,}0 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1}$$

Прогибы

Прогиб, обусловленный деформацией изгиба,

$$f_M = \int_0^l \overline{M}\,(x)\left(\frac{1}{r}\right)_x dx, \qquad (4.150)$$

где $\bar{M}(x)$ — изгибающий момент в сечении x от действия единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения элемента в сечении по длине пролета, для которого определяют прогиб; $\left(\frac{1}{r}\right)_x$ — полная величина кривизны элемента в сечении x от нагрузки, при которой определяют прогиб.

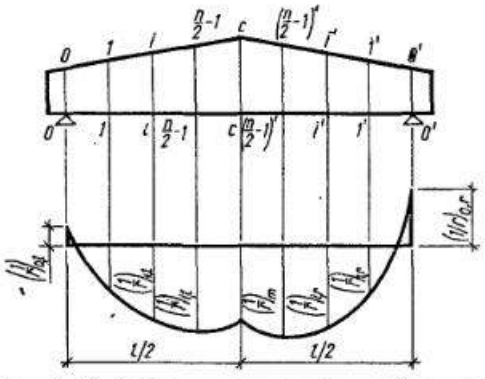


Рис. 4.16. Эпюра кривизны железобетонного элемента с переменным по длине сечением.

На основе выражения (4.150) представляется возможным учесть повышенную жесткость участков без трещин, если они имеются по длине элемента, по сравнению с участками с трещинами. Во многих случаях (например, при проектировании предварительно напряженных изгибаемых конструкций) такой подход к оценке прогиба оправдан.

При определении прогиба в середине пролета балочных элементов формулу (4.150) можно привести к виду

$$f_M = \frac{l^2}{12n^2}\left\{\left(\frac{1}{r}\right)_{0,l} + \left(\frac{1}{r}\right)_{0,r} + 6\sum_{i=1}^{\frac{n}{2}-1} i\left[\left(\frac{1}{r}\right)_{i,l} + \left(\frac{1}{r}\right)_{i,r}\right] + (3n-2)\left(\frac{1}{r}\right)_m\right\}, \qquad (4.151)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_{0,l}$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_{0,r}$ — кривизна элемента соответственно на левой и правой опорах; $\left(\frac{1}{r}\right)_{i,l}$, $\left(\frac{1}{r}\right)_{i,r}$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_m$ — кривизна элемента в сечении i, в сечении i', симметричном сечению i (рис. 4.16) и в середине пролета; n — четное число равных участков, на которые разделяется пролет элемента (рекомендуется принимать $n \geqslant 6$).

В формулах (4.150) и (4.151) кривизны $\left(\frac{1}{r}\right)$ определяют по формулам (4.148), (4.149) и (4.114) соответственно для участков с трещинами и без них. Знак $\left(\frac{1}{r}\right)$ принимают в соответствии с эпюрой кривизны. При определении прогибов статически неопределимых конструкций рекомендуется учитывать перераспределение моментов, вызванное образованием трещин и неупругими деформациями бетона, в соответствии с указаниями, приведенными в гл. 6.

Для изгибаемых элементов постоянного сечения, выполняемых без предварительного напряжения арматуры и имеющих трещины, длина участков без трещин, как правило, невелика и прогиб можно определять упрощенным способом — на каждом участке, в пределах которого изгибающий момент не меняет знака, кривизну допускается вычислять для наиболее напряженного сечения, принимая кривизну для остальных сечений такого участка изменяющейся пропорционально значениям изгибающего момента (рис. 4.17).

Для изгибаемых элементов при $l/h < 10$ необходимо учитывать влияние поперечных сил на их прогиб. В этом случае полный прогиб f равен сумме прогибов, обусловленных деформациями изгиба f_M и сдвига f_Q.

Прогиб f_Q определяют по формуле

$$f_Q = \int_0^l \bar{Q}(x)\,\gamma_x \varphi_{b2}\,dx, \qquad (4.152)$$

где $\bar{Q}(x)$ — поперечная сила в сечении x от действия по направлению искомого перемещения единичной силы, приложенной к сечению, где определяют прогиб; φ_{b2} — коэффициент,

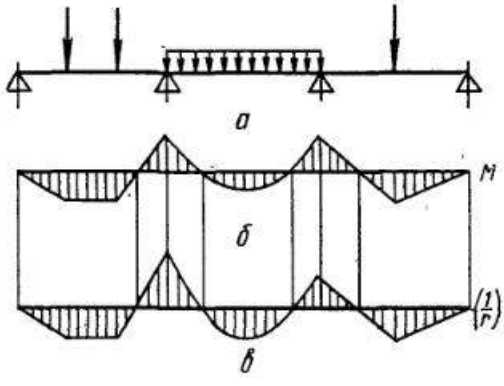


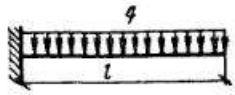
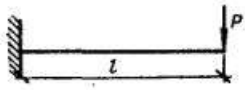
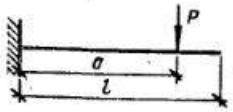
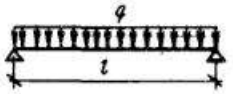
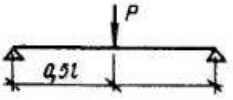
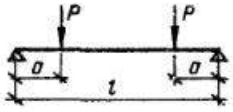
Рис. 4.17. Эпюры изгибающих моментов и кривизны для железобетонного элемента:
а — схема расположения нагрузки; *б* — эпюра изгибающих моментов; *в* — эпюра кривизны.

учитывающий влияние ползучести бетона и принимаемый по табл. 4.11; γ_x — деформация сдвига

$$\gamma_x = \frac{1{,}5Q(x)}{G_b bh}\varphi_{crc}; \qquad (4.153)$$

$Q(x)$ — поперечная сила в сечении x от действия внешней нагрузки; φ_{crc} — коэффициент, учитывающий влияние трещин на деформации сдвига и принимаемый равным: на участках

Таблица 4.17. Значения коэффициента S

Схема загружения балки	Коэффициент S
Консольной	
	$^1/_4$
	$^1/_3$
	$\frac{a}{6l}\left(3-\frac{a}{l}\right)$
Свободно опертой	
	$^5/_{48}$
	$^1/_{12}$
	$\frac{1}{8}-\frac{a^2}{6l^2}$

Примечание. При загруженни элемента одновременно по нескольким схемам, представленным в табл. 4.17,

$$S=\frac{S_1M_1+S_2M_2+\ldots}{M_1+M_2+\ldots}, \qquad (4.158)$$

где S_1 и M_1, S_2 и M_2 — соответственно коэффициент S и наибольший изгибающий момент для каждой схемы загружения. В этом случае в формуле прогиба f_M величину $\left(\frac{1}{r}\right)_m$ вычисляют при значении M, равном сумме наибольших изгибающих моментов, определенных для каждой схемы загружения.

по длине элемента, где отсутствуют нормальные и наклонные к продольной оси элемента трещины — 1; на участках, где имеются только наклонные к продольной оси элемента трещины — 4,8; на участках, где имеются только нормальные или нормальные и наклонные к продольной оси элемента трещины,

$$\varphi_{crc}=\frac{3E_bI_{red}}{M(x)}\left(\frac{1}{r}\right)_x; \qquad (4.154)$$

$M(x)$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_x$ — соответственно момент от внешней нагрузки и полная кривизна в сечении x от нагрузки, при которой определяют прогиб, при ее непродолжительном действии.

При выводе формулы (4.153) в целях упрощения принято равномерное распределение касательных напряжений по высоте сечения элемента.

Упрощенные решения. Для изгибаемых элементов при $l/h \geqslant 10$ полный прогиб принимают равным прогибу f_M, обусловленному деформацией изгиба, и определяют следующим образом.

А. Для элементов постоянного сечения, работающих как свободно опертые или консольные балки,— по формуле

$$f_M=\left(\frac{1}{r}\right)_{\max}Sl^2, \qquad (4.155)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_{\max}$ — полная кривизна в сечении с наибольшим изгибающим моментом от нагрузки, при которой определяют прогиб (вычисляют по формуле (4.114) при отсутствии трещин в растянутой зоне и по формулам (4.148) и (4.149) при их наличии).

Для свободно опертых балок прогиб также может быть определен по формуле

$$f_M=\left\{S\left[\left(\frac{1}{r}\right)_m+\left(\frac{1}{r}\right)_{cp}+\left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c}\right]-\frac{1}{8}\left[\left(\frac{1}{r}\right)_{cp}+\left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c}\right]\right\}l^2. \qquad (4.156)$$

При этом допускается вычислять $\left(\frac{1}{r}\right)_{cp}$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c}$ при значеиии P_0, соответствующем сечению с наибольшим изгибающим моментом.

Б. Для элементов с защемленными опорами

$$f_M=\left\{\left(\frac{1}{r}\right)_m S-0{,}5\left[\left(\frac{1}{r}\right)_{0,l}+\left(\frac{1}{r}\right)_{0,r}\right]\left(\frac{1}{8}-S\right)\right\}l^2, \qquad (4.157)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_m$, $\left(\frac{1}{r}\right)_{0,l}$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_{0,r}$ — кривизна элемента соответственно в середине пролета, на левой и правой опорах; S — коэффициент, определяемый по табл. 4.17 как для элементов с шарнирными опорами.

В. Если прогиб, определенный по пункту «А», превышает допустимый, то его значение рекомендуется уточнить за счет учета переменной по длине элемента жесткости. При этом наличие участков без трещин по длине свободно опертых балок (рис. 4.18) учитывают формулой

$$f_m=\left\{\varphi_1\left(\frac{1}{r}\right)_m+(S-\varphi_1)\left(\frac{1}{r}\right)_{m,el}-\varphi_2\left[\left(\frac{1}{r}\right)_{cp}+\left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c}\right]\right\}l^2, \qquad (4.159)$$

где φ_1 и φ_2 — коэффициенты, определяемые по табл. 4.18 в зависимости от вида нагрузки и величины отношения M_{crc}/M_{tot}; M_{tot} — изгибающий момент в середине пролета от дейст-

вия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок; $\left(\frac{1}{r}\right)_{m,el}$ — кривизна элемента в середине пролета, определяемая по формуле (4.115) при нагрузке, по которой определяют прогиб.

Более того, величину f_M можно найти по формуле (4.161), учитывая жесткость как на участках без трещин, так и переменную жесткость на участке с трещинами.

Г. Для элементов переменного сечения, а также в тех случаях, когда требуется более точное чем по формулам (4.155) ... (4.159) определение прогибов, а сами элементы и нагрузка симметричны относительно середины пролета, прогиб f_M находят по формуле

$$f_M = \frac{l^2}{216}\left[\left(\frac{1}{r}\right)_0 + 6\left(\frac{1}{r}\right)_1 + 12\left(\frac{1}{r}\right)_2 + 8\left(\frac{1}{r}\right)_m\right], \quad (4.160)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_0$, $\left(\frac{1}{r}\right)_1$, $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_m$ — кривизна соответственно на опоре, на расстоянии (1/6) l от опоры, на расстоянии ($^1/_3$) l от опоры и в середине пролета (значения кривизны подсчитывают со своими знаками согласно эпюре кривизны).

Входящие в выражения (4.155)...(4.160) значения кривизны определяют по формулам (4.148) и (4.149) при наличии трещин в растянутой зоне и по формуле (4.114) при их отсутствии

Для коротких элементов ($l/h < 10$) постоянного сечения, работающих как свободно опертые балки, полный прогиб определяют по формуле

$$f = f_M[1 + \varphi\,(h/l)^2], \quad (4.161)$$

где f_M — прогиб, обусловленный деформацией изгиба, вычисляемый по формуле (4.156); φ — коэффициент, учитывающий влияние на прогиб элемента поперечных сил и принимаемый равным:

при отсутствии как нормальных, так и наклонных трещин, т. е. при выполнении условий (4.3), (4.32) и (4.33),

$$\varphi = \frac{0{,}5}{S}; \quad (4.162)$$

при наличии нормальных или наклонных трещин, а также одновременно тех и других

$$\varphi = \frac{1{,}5}{S}, \quad (4.163)$$

где S — коэффициент, определяемый по табл. 4.17.

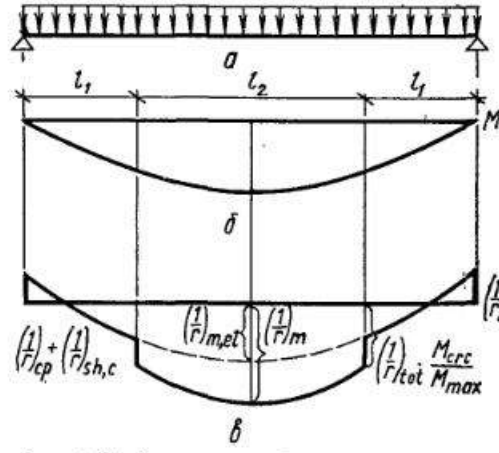


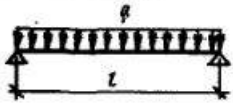
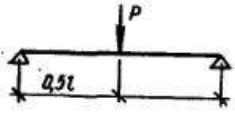
Рис. 4.18. Эпюры изгибающих моментов и кривизны для предварительно напряженного железобетонного элемента постоянного сечения, имеющего трещины:

а — расчетная схема; *б* — эпюра изгибающих моментов M; *в* — эпюра кривизны $\left(\frac{1}{r}\right)$;

l_1 — участки без трещин; l_2 — участок с трещинами.

Контрольный прогиб. Контрольный прогиб элемента, замеряемый при испытании, т. е. фактическое перемещение под действием только контрольной нагрузки от состояния, вызванного действием веса элемента и усилия предварительного обжатия, для железобетонных элементов с трещинами (в растянутой, сжатой или в той и другой зонах) определяют по

Таблица 4.18. **Значения коэффициентов φ_1 и φ_2**

Схема загружения	φ_1 (в числителе) и φ_2 (в знаменателе) при M_{crc}/M_{tot}													
	1	0,98	0,96	0,94	0,92	0,9	0,85	0,8	0,75	0,7	0,6	0,5	0,3	0
	0 0,125	0,033 0,107	0,044 0,1	0,053 0,094	0,059 0,09	0,064 0,085	0,075 0,077	0,082 0,069	0,087 0,062	0,091 0,056	0,097 0,046	0,1 0,037	0,103 0,02	0,104 0
	0 0,125	0,005 0,12	0,01 0,115	0,014 0,11	0,018 0,106	0,023 0,101	0,032 0,09	0,041 0,08	0,048 0,07	0,055 0,061	0,065 0,045	0,073 0,031	0,081 0,01	0,083 0

формуле

$$f = f_1 \pm f_2, \qquad (1.164)$$

где f_1 — полный прогиб элемента от действия всей внешней нагрузки (контрольной и веса элемента) и усилия предварительного обжатия (вычисляют по формулам (4.150) ... (4.152)); f_2 — выгиб (принимают со знаком «+» (рис. 4.19, *а*)) или прогиб (принимают со знаком «—» (рис. 4.19, *б*)) от веса элемента и усилия предварительного обжатия (если от совместного действия усилия предварительного обжатия и веса элемента растянута верхняя зона балки и в этой

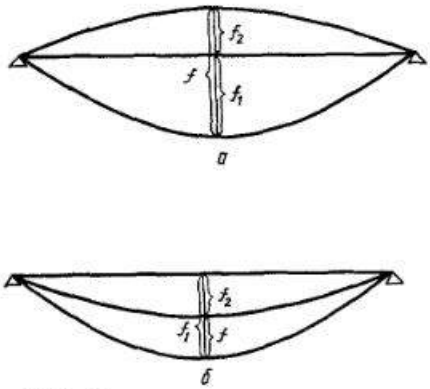


Рис. 4.19. Определение контрольного прогиба f, замеряемого при испытании.

зоне имеются начальные трещины, f_2 определяют как для элементов с трещинами в растянутой зоне, т. е. рассматривают балку в перевернутом положении). Величину f_2 вычисляют по значениям кривизны, определенным по формулам (4.114)...(4.117) при отсутствии трещин в растянутой зоне и по формуле (4.120) при их наличии. При определении f_1 и f_2 рекомендуется не учитывать кривизну $\left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c}$

Если при действии всей внешней нагрузки трещины отсутствуют в растянутой зоне и, кроме того, отсутствуют начальные трещины в сжатой зоне, контрольный прогиб f определяют по формуле

$$f = \frac{M_{con}}{0{,}85E_bI_{red}} Sl^2, \qquad (4.165)$$

где M_{con} — момент от контрольной нагрузки (внешней без учета веса элемента); S — коэффициент, зависящий от схемы загружения и определяемый по табл. 4.17.

Продольные деформации

Относительные деформации ε_0 (удлинение или укорочение) в направлении продольной оси изгибаемых, внецентренно-сжатых и внецентренно-растянутых элементов с двузначной эпюрой напряжений в сечении определяют:

а) для элементов или их отдельных участков, не имеющих трещин в растянутой зоне, по формуле

$$\varepsilon_0 = \frac{P_0 \pm N}{2\nu_b E_b A_{red}} \pm \frac{M \pm P_0 e_{0p}}{0{,}85E_bI_{red}} \cdot \varphi_{b2} y_i; \qquad (4.166)$$

б) для участков изгибаемых, внецентренно-сжатых и внецентренно-растянутых (при $e_{0,tot} \geqslant 0{,}8h_0$) элементов, имеющих трещины в растянутой зоне, по формуле

$$\varepsilon_0 = \frac{\varepsilon_{bm}(h_0 - y_b) - \varepsilon_{sm} y_b}{h_0}, \qquad (4.167)$$

где ε_{sm} и ε_{bm} — соответственно средние величины относительного удлинения арматуры и относительного укорочения крайних сжатых волокон бетона на участке между трещинами, определяемые по формулам

$$\varepsilon_{sm} = \frac{\psi_s}{E_sA_{sp} + E_sA_s}\left(\frac{M_s}{z} - N_{tot}\right); \qquad (4.168)$$

$$\varepsilon_{bm} = \frac{\psi_b M_s}{z(\varphi_f + \xi)\, bh_0\nu_b E_b}; \qquad (4.169)$$

в) для участков внецентренно-растянутых элементов при $N > P_0$ и $e_{0,tot} < 0{,}8h_0$ — по формуле

$$\varepsilon_0 = \frac{\varepsilon'_{sm}(z_s - y'_s) - \varepsilon_{sm} y'_s}{z_s}, \qquad (4.170)$$

где

$$\varepsilon_{sm} = \frac{N_{tot}(e_{s,tot} + z_s)}{E_s(A_{sp} + A_s)z_s}\psi_s; \qquad (4.171)$$

$$\varepsilon'_{sm} = \frac{N_{tot}e_{s,tot}}{E_s(A'_{sp} + A'_s)z_s}\psi'_s. \qquad (4.172)$$

Относительные деформации внецентренно-сжатых и внецентренно-растянутых элементов с одиозначной эпюрой напряжений определяют:

а) для внецентренно-сжатых элементов или их отдельных участков, не имеющих трещин в растянутой зоне,

$$\varepsilon_0 = \frac{P_0 \pm N}{2\nu_b E_b A_{red}} \pm \frac{Ne_0 - P_0 e_{0p}}{2\nu_b E_b I_{red}} y_i; \qquad (4.173)$$

б) для участков внецентренно-сжатых элементов, в которых от действия полной нагрузки образуются трещины в растянутой зоне,— по формуле (4.173) с последующим увеличением на 20 %;

в) для внецентренно-растянутых элементов при отсутствии трещин

$$\varepsilon_0 = -\frac{(N - P_0)\varphi_{b2}}{0{,}85E_bA_{red}} \pm \frac{Ne_0 - P_0 e_{0p}}{0{,}85E_bI_{red}} \varphi_{b2} y_i; \qquad (4.174)$$

г) для внецентренно-растянутых элементов при наличии трещин

$$\varepsilon_0 = -\frac{\varepsilon_{sm} y'_s + \varepsilon'_{sm}(z_s - y'_s)}{z_s}; \qquad (4.175)$$

значения ε_{sm} и ε'_{sm} определяют по формулам (4.171) и (4.172). При этом в формуле (4.171) значение $e_{s,tot}$ принимают со знаком «—».

В формулах (4.166) ... (4.175):

y_b и y'_s — расстояния до рассматриваемых волокон соответственно от крайних сжатых волокон и от центра тяжести арматуры S'; y_i — то же, от центра тяжести приведенного сечения; значения φ_{b2}, ν_b, z_s и $e_{s,tot}$ были расшифрованы выше.

Деформации со знаком «+» отвечают укорочению, а со знаком «—» — удлинению.

При одновременном действии кратковременных и длительных нагрузок порядок вычисления ε_0 такой же, как и при определении полной кривизны.

Укорочение (удлинение) элементов на уровне рассматриваемых волокон

$$\Delta l = \frac{l}{n}\sum_{i=1}^{n}\varepsilon_{0i}, \qquad (4.176)$$

где ε_{0i} — относительные продольные деформации в сечении, расположенном посередине участка длиной l_i; n — число участков, на которые разбивается длина элемента l.

Уточненный метод расчета кривизны

Рассматриваются два основных вопроса:

а) определение кривизны участков железобетонных элементов без трещин от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок и действия усилия предварительного обжатия с учетом усадки бетона;

б) определение кривизны участков железобетонных элементов с трещинами от кратковременных нагрузок и продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок.

Влияние ползучести бетонов учитывается на основе предпосылок модернизированной теории старения.

Определение кривизны на участках без трещин. При возможности обеспечения намеченной в процессе проектирования подвижности бетонной смеси полную величину кривизны изгибаемых, внецентренно-сжатых и внецентренно-растянутых элементов определяют по формуле (4.114), где

$$\left(\frac{1}{r}\right)_l = \frac{M}{E_b I_{red}}(1+\varphi_{c,r}); \qquad (4.177)$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c} = \frac{P_0 e_{0p}}{E_b I_{red}}\varphi_{c,r} - \varepsilon_{sh}(t)\,\frac{\varphi_{sh,r}}{\varphi_c(t)}. \qquad (4.178)$$

В формуле (4.177):

при внецентренном нагружении

$$\varphi_{c,r} = \frac{\varphi_c(t)}{e_0 a}\{e_0 i_b^2[1+\alpha_s\gamma(\mu_s+\mu'_s)] + \alpha_s\gamma(\mu_s y_b - \mu'_s y'_b)(e_0 a_0 - i_{red}^2)\}; \qquad (4.179)$$

при изгибе

$$\varphi_{c,r} = \frac{\varphi_c(t)}{a}\{i_b^2[1+\alpha_s\gamma(\mu_s+\mu'_s)] + \alpha_s\gamma a_0(\mu_s y_b - \mu'_s y'_b)\}. \qquad (4.180)$$

В формуле (4.178)

$$\varphi_{c,r} = \frac{\varphi_c(t)}{e_{0p}a}\{e_{0p} i_b^2[1+\alpha_s\gamma(\mu_s+\mu'_s)] + \alpha_s\gamma(\mu_s y_b - \mu'_s y'_b)(e_{0p}a_0 - i_{red}^2)\}; \qquad (4.181)$$

$$\varphi_{sh,r} = \varphi_c(t)\,\frac{\alpha_s\gamma(\mu_s y_b - \mu'_s y'_b)}{a}. \qquad (4.182)$$

Здесь

$$a = i_b^2[1+\alpha_s\gamma(\mu_s+\mu'_s)] + \alpha_s\gamma(\mu_s y_b^2 + \mu'_s y'^2_b + \alpha_s\gamma\mu_s\mu'_s h^2); \qquad (4.183)$$

$$i_{red}^2 = I_{red}/A_{red}; \qquad (4.184)$$

$\varphi_c(t)$ и $\varepsilon_{sh}(t)$ — соответственно характеристика ползучести и относительные деформации усадки бетона к рассматриваемому моменту времени t (т. е. к моменту определения кривизны), определяемые по табл. 2.9 с учетом формул соответственно (2.30) и (2.31); γ — функция ползучести, определяемая (в зависимости от $\varphi_c(t)$) по табл. 2.8; y_b и y'_b — расстояние соответственно от центра тяжести всего бетона в поперечном сечении до центра тяжести сечений арматуры S и S'; a_0 — расстояние между центром тяжести всего бетона в поперечном сечении и центром тяжести приведенного сечения.

Значения i_b^2, μ_s и μ'_s определяют по формулам (2.27) ... (2.29).

За начало отсчета времени при определении $\varphi_c(t)$ в формулах (4.179) и (4.180) принимают момент приложения продолжительно действующей нагрузки, за начало отсчета времени при определении $\varepsilon_{sh}(t)$ и $\varphi_c(t)$ в формулах (4.181) и (4.182) — момент предварительного обжатия элемента.

Пример 4.8. Дано: основные исходные данные приведены в примере 4.6, геометрические характеристики бетонного сечения: $A_b = 19{,}5 \cdot 10^{-2}$ м²; $y_i = 0{,}881$ м; $I_b = 4{,}93 \times 10^{-2}$ м⁴.

Требуется вычислить полную кривизну элемента.

Расчет. По формулам (2.27) ... (2.29) и (4.184)

$$i_b^2 = \frac{4{,}93\cdot 10^{-2}}{19{,}5\cdot 10^{-2}} = 0{,}253 \text{ м}^2;$$

$$\mu_s = \frac{7{,}25\cdot 10^{-4}}{19{,}5\cdot 10^{-2}} = 37{,}2\cdot 10^{-4};$$

$$\mu'_s = \frac{1{,}82\cdot 10^{-4}}{19{,}5\cdot 10^{-2}} = 9{,}3\cdot 10^{-4};$$

$$i_{red}^2 = \frac{6{,}07\cdot 10^{-2}}{0{,}21} = 0{,}289 \text{ м}^2.$$

По табл. 2.11 для бетона класса $B30$ при осадке конуса 1...2 см $C_n = 7{,}9 \cdot 10^{-5} \cdot 0{,}9 = 7{,}11 \cdot 10^{-5}$ МПа$^{-1}$ и $\varepsilon_{sh,n} = 33 \cdot 10^{-5} \times 0{,}9 = 29{,}7 \cdot 10^{-5}$.

По табл. 2.10 определяем коэффициенты ξ_i и ζ_i. Для ползучести при $\tau_1 = \infty$ $\xi_1 = 0{,}5$. Для усадки при $\tau_1 = 7$ сут $\zeta_1 = 1$. При открытой удельной поверхности, равной $u/A_b = 3{,}86/19{,}5 \cdot 10^{-2} = 19{,}8^{-1} \approx 0{,}2$ см$^{-1}$, $\xi_2 = 0{,}83$ и $\zeta_2 = 0{,}9$. При влажности воздуха ниже 40 % $\xi_3 = 1{,}45$ и $\zeta_3 = 1{,}45$.

По формулам (2.30) и (2.31): $\varphi_c(t) = 7{,}11 \times 10^{-5} \cdot 29 \cdot 10^3 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}83 \cdot 1{,}45 = 1{,}24$; $\varepsilon_{sh}(t) = 29{,}7 \cdot 10^{-5} \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}9 \cdot 1{,}45 = 38{,}8 \times 10^{-5}$.

По табл. 2.8 при $\varphi_c(t) = 1{,}24$ и $\tau_1 = \infty$ находим $\gamma = 2{,}24$.

Вычислим расстояние соответственно от центра тяжести всего бетона в сечении до центров тяжести сечений арматуры S и S', а также расстояние между центрами тяжести бетона в сечении и приведенного сечения: $y_b = 0{,}881 - 0{,}12 = 0{,}761$ м; $y_b' = 1{,}5 - 0{,}881 - 0{,}055 = 0{,}564$ м; $a_0 = 0{,}881 - 0{,}88 = 0{,}001$ м.

По формулам (4.183) и (4.180) при $\alpha_s = 6{,}21$ (см. пример 4.3):

$$a = 0{,}253\,[1 + 6{,}21 \cdot 2{,}24\,(37{,}2 \cdot 10^{-4} + 9{,}3 \cdot 10^{-4}] + 6{,}21 \cdot 2{,}24\,(37{,}2 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}761^2 + 9{,}3 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}564^2 + 6{,}21 \cdot 2{,}24 \times 37{,}2 \cdot 10^{-4} \cdot 9{,}3 \cdot 10^{-4} \cdot 1{,}5^2) = 0{,}305 \text{ м}^2;$$

$$\varphi_{c,r} = \frac{1{,}24}{0{,}305}\{0{,}253\,[1 + 6{,}21 \cdot 2{,}24\,(37{,}2 \cdot 10^{-4} + 9{,}3 \cdot 10^{-4})] + 6{,}21 \cdot 2{,}24 \cdot 0{,}001\,(37{,}2 \cdot 10^{-4} \times 0{,}761 - 9{,}3 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}564)\} = 1{,}095.$$

По формуле (4.177)

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{410 \cdot 10^3}{29 \cdot 10^9 \cdot 6{,}07 \cdot 10^{-2}}(1 + 1{,}095) = 4{,}88 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1}.$$

По формулам (4.181) и (4.182) при $e_{0p} = 0{,}42$ (см. пример 4.3):

$$\varphi_{c,r} = \frac{1{,}24}{0{,}42 - 0{,}305}\{0{,}42 \cdot 0{,}253\,[1 + 6{,}21 \times 2{,}24\,(37{,}2 \cdot 10^{-4} + 9{,}3 \cdot 10^{-4})] + 6{,}21 \cdot 2{,}24\,(37{,}2 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}761 - 9{,}3 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}564) \cdot (0{,}42 - 0{,}001 - 0{,}289)\} = 1{,}01;$$

$$\varphi_{sh,r} = 1{,}24\,\frac{6{,}21 \cdot 2{,}24\,(37{,}2 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}761 - 9{,}3 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}564)}{0{,}305} = 0{,}130 \text{ м}^{-1}.$$

По формуле (4.178)

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c} = \frac{800 \cdot 10^3 \cdot 0{,}42}{29 \cdot 10^9 \cdot 6{,}07 \cdot 10^{-2}}\,1{,}01 - 38{,}8 \cdot 10^{-5}\,\frac{0{,}130}{1{,}24} = 1{,}56 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1}.$$

Полная кривизна (см. формулу (4.114))

$$\left(\frac{1}{r}\right) = 4{,}34 \cdot 10^{-4} + 4{,}88 \cdot 10^{-4} - 2{,}04 \cdot 10^{-4} - 1{,}52 \cdot 10^{-4} = 5{,}66 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1},$$

что несколько ниже, чем при расчете по нормативной методике (см. пример 4.6).

Определение кривизны на участках с трещинами. На участках, где образуются нормальные трещины в растянутой зоне, кривизну определяют на основе следующих предпосылок:

для средних деформаций сжатого бетона и арматуры считают справедливой гипотезу плоских сечений;

в качестве расчетного принимают сечение со *средней высотой сжатой зоны* x, *соответствующей* средним деформациям;

эпюру напряжений в бетоне сжатой зоны принимают в виде треугольника, а неупругие деформации сжатого бетона (имеются в виду деформации быстронатекающей ползучести) учитывают коэффициентом ν_b.

Полную величину кривизны изгибаемых, внецентренно-сжатых, а также внецентренно-растянутых при $e_{0,tot} \geqslant 0{,}8h_0$ элементов прямоугольного, таврового и двутаврового (коробчатого) сечений определяют по формуле (4.148), где

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M_s}{\nu_b E_b I_{crc}}; \qquad (4.185)$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_{s,l}}{E_b I_{crc}}; \qquad (4.186)$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \left(\frac{1}{r}\right)_2 \cdot \frac{I_{crc}}{I_{crc}(t)}\,[1 + \varphi_c(t)]. \qquad (4.187)$$

В формулах (4.185) ... (4.187):

M_s и $M_{s,l}$ — заменяющий момент (см. формулы (4.121) и (4.122)), определяемый, соответственно, от всех нагрузок и от постоянных и длительных нагрузок; ν_b — коэффициент, учитывающий влияние быстронатекающей ползучести бетона (принимается равным 0,8);

$$I_{crc} = 0{,}5b_f' x^2 (h_0 - 0{,}33x) - 0{,}5\,(b_f' - b)\,(x - h_f')^2 (h_0 - 0{,}67h_f' - 0{,}33x) + \frac{\alpha_s}{\nu_b}(A_{sp}' + A_s')(x - a')(h_0 - a'); \qquad (4.188)$$

$$I_{crc}(t) = 0{,}5b_f' x(t)^2 [h_0 - 0{,}33x(t)] - 0{,}5\,(b_f' - b)\,[x(t) - h_f']^2 [h_0 - 0{,}67h_f' - 0{,}33x(t)] + \frac{\alpha_s}{\nu_b}(A_{sp}' + A_s')\,[x(t) - a'] \times (h_0 - a')\,[1 + \varphi_c(t)]; \qquad (4.189)$$

a' — расстояние от центра тяжести сечения всей арматуры до ближайшей грани.

Высоту сжатой зоны в начальный момент времени (т. е. в момент приложения внешней нагрузки) находят по уравнению

$$x^3 + B_1 x^2 + B_2 x + B_3 = 0, \qquad (4.190)$$

где

$$B_1 = -3(h_0 - e_{s,tot}); \qquad (4.191)$$

$$B_2 = -\frac{6}{b}\left\{(b_f' - b)\,h_f'\,(h_0 - 0{,}5h_f' - e_{s,tot}) + \right.$$
$$+ \alpha_s\left[(A_{sp}' + A_s')\,(h_0 - a' - e_{s,tot}) - \right.$$
$$\left.\left. - \frac{\psi_b}{\nu_b \psi_s}(A_{sp} + A_s)\,e_{s,tot}\right]\right\}; \qquad (4.192)$$

$$B_3 = \frac{6}{b}\left\{0{,}5\,(b_f^* - b)\,h_f'^2\,(h_0 - 0{,}67h_f' - e_{s,tot}) + \right.$$
$$+ \alpha_s\left[(A_{sp}' + A_s')\,a'\,(h_0 - a' - e_{s,tot}) - \right.$$
$$\left.\left. - \frac{\psi_b}{\nu_b \psi_s}(A_{sp} + A_s)\,e_{s,tot} h_0\right]\right\}, \qquad (4.193)$$

в рассматриваемый момент времени t — из уравнения

$$x(t)^3 + B_1(t)\,x(t)^2 + B_2(t)\,x(t) + B_3(t) = 0, \qquad (4.194)$$

где

$$B_1(t) = B_1; \qquad (4.195)$$

$$B_2(t) = -\frac{6}{b}\left\{(b_f' - b)\,h_f'\,(h_0 - 0{,}5h_f' - e_{s,tot}) + \right.$$
$$+ \alpha_s\left[(A_{sp}' + A_s')\,(h_0 - a' - e_{s,tot}) - \right.$$
$$\left.\left. - \frac{\psi_b}{\nu_b \psi_s}(A_{sp} + A_s)\,e_{s,tot}\right][1 + \varphi_c(t)]\right\}; \qquad (4.196)$$

$$B_3(t) = \frac{6}{b}\left\{0{,}5\,(b_f' - b)\,h_f'^2\,(h_0 - 0{,}67h_f' - \right.$$
$$\left. - e_{s,tot}) + \alpha_s\left[(A_{sp}^* + A_s')\,a'\,(h_0 - a' - e_{s,tot}) - \right.\right.$$
$$\left.\left. - \frac{\psi_b}{\nu_b \psi_s}(A_{sp} + A_s)\,e_{s,tot} h_0\right][1 + \varphi_c(t)]\right\}. \qquad (4.197)$$

В формулах (4.192), (4.193) и (4.196), (4.197):

при определении $\left(\frac{1}{r}\right)_1$

$$e_{s,tot} = \frac{M_s}{N_{tot}}; \qquad (4.198)$$

при определении $\left(\frac{1}{r}\right)_2$

$$e_{s,tot} = \frac{M_{s,l}}{N_{tot,l}}; \qquad (4.199)$$

N_{tot} и $N_{tot,l}$ — равнодействующие усилия предварительного обжатия P_0 и продольной силы N соответственно от всей нагрузки и от постоянной и длительной нагрузки (см. формулу (4.123)).

Коэффициент ψ_s, учитывающий работу растянутого бетона в начальный и рассматриваемый момент времени t, рекомендуется определять по формуле (4.138). Формулы (4.192), (4.193) и (4.196), (4.197) даны для случая $x\,[x(t)] > h_f'$. При $x\,[x(t)] \leqslant h_f'$ в указанных выше формулах достаточно принять $b = b_f'$.

При определении высоты сжатой зоны изгибаемых элементов, выполненных без предварительного напряжения ($M_s = M$, $M_{s,l} = M_l$, $N_{tot} = N_{tot,l} = 0$), в уравнениях (4.190) и (4.194) все члены необходимо разделить на $e_{s,tot}$. При этом слагаемые, содержащие в знаменателе $e_{s,tot}$, принимают равными нулю.

Пример 4.9. Дано: основные исходные данные приведены в примере 4.7.

Требуется вычислить полную кривизну элемента.

Расчет. Так как прогиб ограничивается эстетическими требованиями, расчет ведем на действие постоянных и длительных нагрузок, т. е. принимаем $\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \left(\frac{1}{r}\right)_2 = 0$.

Определяем высоту сжатой зоны сечения x. При $\varphi_m = 0{,}847$ (см. пример 4.7), $\varphi_l = 1$ и $e_{s,tot}/h_0 = 1{,}2$ по формуле (4.138) $\psi_s = 1{,}25 - 1 \cdot 0{,}847 - \frac{1 - 0{,}847^2}{(3{,}5 - 1{,}8 \cdot 0{,}847) \cdot 1{,}2} = 0{,}28$.

Принимая для тяжелого бетона класса $B30$ $\psi_b = 0{,}9$ и $\nu_b = 0{,}8$, по формулам (4.191) ... ...(4.193) определяем численные значения коэффициентов уравнения (4.190):

$$B_1 = 3\,(1{,}38 - 1{,}46) = 0{,}24;$$

$$B_2 = \frac{6}{0{,}08}\left\{(0{,}36 - 0{,}08)\,0{,}24\,(1{,}38 - \right.$$
$$- 0{,}5 \cdot 0{,}24 - 1{,}46) +$$
$$+ 6{,}21\left[1{,}82 \cdot 10^{-4}\,(1{,}38 - 0{,}055 - 1{,}46) - \right.$$
$$\left.\left. - \frac{0{,}9}{0{,}8 \cdot 0{,}28}\,7{,}25 \cdot 10^{-4} \cdot 1{,}46\right]\right\} = 3;$$

$$B_3 = \frac{6}{0{,}08}\left\{0{,}5\,(0{,}36 - 0{,}08)\,0{,}24^2\,(1{,}38 - \right.$$
$$- 0{,}67 \cdot 0{,}24 - 1{,}46) +$$
$$+ 6{,}21\left[1{,}82 \cdot 10^{-4} \cdot 0{,}055\,(1{,}38 - 0{,}055 - \right.$$
$$\left.\left. - 1{,}46) - \frac{0{,}9}{0{,}5 \cdot 0{,}28}\,7{,}25 \cdot 10^{-4} \cdot 1{,}46 \cdot 1{,}38\right]\right\} =$$
$$= -2{,}88,$$

и, наконец, высоту сжатой зоны. В результате $x = 0{,}76$ м.

По формуле (4.188)

$$I_{crc} = 0{,}5 \cdot 0{,}36 \cdot 0{,}76^2 (1{,}38 - 0{,}33 \cdot 0{,}76) - 0{,}5 (0{,}36 - 0{,}08) (0{,}76 - 0{,}24)^2 \times (1{,}38 - 0{,}67 \cdot 0{,}24 - 0{,}33 \cdot 0{,}76) + (6{,}21/0{,}8)\, 1{,}82 \cdot 10^{-4} (0{,}76 - 0{,}055) \times (1{,}38 - 0{,}055) = 8{,}21 \cdot 10^{-2}\ \text{м}^4.$$

По формулам (4.195) ... (4.197) при $\psi_s = 0{,}48$ (см. пример 4.7) и $\varphi_c\,(l) = 1{,}24$ (см. пример 4.8) вычисляем $B_1\,(l) = 0{,}24$; $B_2\,(l) = 3{,}638$; $B_3\,(l) = -3{,}741$; из уравнения (4.194) находим $x\,(l) = 0{,}83$ м.

По формулам (4.189):

$$I_{crc}\,(l) = 0{,}5 \cdot 0{,}36 \cdot 0{,}83^2 (1{,}38 - 0{,}33 \cdot 0{,}83) - 0{,}5 (0{,}36 - 0{,}08) (0{,}83 - 0{,}24)^2 \times (1{,}38 - 0{,}67 \cdot 0{,}24 - 0{,}33 \cdot 0{,}83) + \frac{6{,}21}{0{,}8} 1{,}82 \cdot 10^{-4} (0{,}83 - 0{,}055) (1{,}38 - 0{,}055) (1 + 1{,}24) = 9{,}43 \cdot 10^{-2}\ \text{м}^4.$$

По формулам (4.186) и (4.187) при $M_{s,l} = M_s = 847$ кН · м (см. пример 4.3)

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{847 \cdot 10^3}{29 \cdot 10^9 \cdot 8{,}21 \cdot 10^{-2}} \times \frac{8{,}21 \cdot 10^{-2}}{9{,}43 \cdot 10^{-2}} (1 + 1{,}24) = 6{,}94 \cdot 10^{-4}\ \text{м}^{-1},$$

что ниже, чем при расчете по нормативной методике (см. пример 4.7).

ГЛАВА 5. ОСНОВНЫЕ УКАЗАНИЯ ПО КОНСТРУИРОВАНИЮ

Общие положения

Основные конструктивные требования, предъявляемые к железобетонным сборным и монолитным конструкциям, направлены на то, чтобы конструкция в целом и каждый ее элемент были долговечны и надежны в эксплуатации, выполнены с минимальными затратами материалов и труда на изготовление и монтаж при максимальной стандартизации и унификации опалубки, арматуры и самого элемента.

Предварительно напряженные изделия следует конструировать с учетом способов натяжения арматуры, ее захвата и закрепления, условий передачи предварительного напряжения на бетон и снятия изделия с формы.

Для сборных железобетонных элементов рекомендуется производить натяжение арматуры на упоры до бетонирования изделия. Натяжение арматуры на затвердевший бетон производится в монолитных конструкциях, в крупных балках, трубах и некоторых других конструкциях, а также в целях создания неразрезных статически неопределимых конструкций. При этом, как правило, в целях обеспечения совместной работы арматуры и бетона, а также защиты арматуры от коррозии каналы для пропуска арматуры заполняют (инъецируют) цементным раствором или мелкозернистым бетоном.

Способ натяжения арматуры принимают в соответствии с указаниями «Руководства по технологии изготовления предварительно напряженных железобетонных конструкций» [48]. Следует использовать по возможности арматуру, закладные детали и строповочные петли, выпускаемые в виде товарной продукции по нормалям и ГОСТам.

Ненапрягаемую арматуру целесообразно проектировать в виде укрупненных блоков и пространственных каркасов для сокращения времени укладки в форму (опалубку).

Необходимо стремиться к унификации арматуры и закладных деталей в отдельных конструкциях и их сериях, к небольшому количеству разных марок и диаметров стали, типов арматурных элементов — сеток и каркасов, шагов продольных и поперечных стержней.

Арматурные изделия

Арматурные изделия, применяемые в железобетонных элементах, подразделяют на *:

отдельные арматурные стержни;

плоские и рулонные арматурные сетки (в дальнейшем сетки);

пространственные арматурные каркасы (в дальнейшем каркасы);

арматурные канаты и пучки.

При конструировании следует преимущественно применять типовые арматурные изделия, разработанные в соответствующих ГОСТах.

Если типовые изделия по своим параметрам не пригодны для применения в конкретных условиях, то допускается использовать индивидуальные, которые рекомендуется конструировать по аналогии с типовыми. При этом необходимо стремиться к максимальной унификации (в том числе размеров, шагов и диаметров продольной и поперечной арматуры) и к возможности изготовления их современными индустриальными способами. Изделия должны быть также удобны при транспортировании, складировании и укладке в форму.

При конструировании арматурных изделий следует стремиться к сокращению количества их типоразмеров как в пределах железобетонного элемента, так и в пределах ряда железобетонных конструкций.

Арматуру железобетонных элементов рекомендуется конструировать в виде каркасов.

Арматуру железобетонных элементов из горячекатаной стали и обыкновенной арматурной

* Здесь и далее используются следующие термины: сетки — для обозначения любых плоских арматурных изделий, в том числе и так называемых плоских сварных каркасов; каркасы — для обозначения исключительно пространственных арматурных изделий

проволоки изготавливают, как правило, с применением (для соединения стержней) сварки.

Вязаную арматуру допускается использовать для элементов монолитных конструкций сложной конфигурации, для плит с большим количеством неупорядоченных отверстий, при невозможности многократно применить данную марку арматурного изделия и при наличии специальных требований, связанных с условиями изготовления и эксплуатации, а также при отсутствии оборудования для сварки.

Сварные соединения стержневой термически упрочненной арматуры, высокопрочной арматурной проволоки и арматурных пучков и канатов, как правило, не допускаются.

Отдельные арматурные стержни

Сортамент арматурных стержней для железобетонных элемеитов (табл. 5.1) строится по номинальным диаметрам стержней в мм. Номинальный диаметр соответствует:

для горячекатаной арматурной стали периодического профиля — номинальному диаметру равновеликих по площади поперечного сечения круглых гладких стержней;

для упрочненной вытяжкой арматурной стали — номинальному диаметру проволоки до придания ей периодического профиля.

Длина отдельных стержней ограничивается условиями транспортирования и удобства укладки в форму.

При проектировании железобетонных элементов необходимо учитывать следующие характеристики арматурных стержней:

фактические размеры поперечных сечений стержней периодического профиля;

радиусы загиба стержней и соответствующие фактические габариты гнутых элементов;

допускаемые отклонения от проектных размеров при размещении стержней сварных сеток, каркасов и закладиых деталей.

При проектировании гнутых стержней диаметры и углы загиба должны отвечать требованиям табл. 5.2.

Наиболее часто применяющиеся гиутые стержни показаны на рис. 5.1. Длину стержней 1...9, показаниых на этом рисунке, определяют по формулам:

$$l_1 = 2\,(h_w + b_w + \Delta_w + 15d); \qquad (5.1)$$

$$l_2 = 2\,(h_w + b_w + \Delta_w); \qquad (5.2)$$

$$l_3 = 2\,(h_w + \Delta_w) + b_w; \qquad (5.3)$$

$$l_4 = 2\,(\sqrt{h_w^2 + b_w^2} + \Delta_w); \qquad (5.4)$$

$$l_5 = b_w + 2\Delta_w; \qquad (5.5)$$

$$l_6 = \sqrt{h_w^2 + b_w^2} + 2\Delta_w; \qquad (5.6)$$

$$l_7 = a + b + 2\Delta; \qquad (5.7)$$

$$l'_7 = a + b + l + 2\Delta; \qquad (5.8)$$

$$l_8 = a + b_1 + b_2 + e_1 + e_2; \qquad (5.9)$$

$$l'_8 = a + b_1 + b_2 + c_1 + c_2 + 4l; \qquad (5.10)$$

$$l_9 = 3{,}14D_r + l_{lap} + 2\Delta. \qquad (5.11)$$

В стержнях 4 и 6

$$c = 0{,}5\sqrt{b_w^2 + h_w^2}. \qquad (5.12)$$

Таблица 5.1. **Площадь поперечного сечения и масса арматурных стержней**

Номинальный диаметр стержней, мм	Расчетная площадь поперечного сечения, см², при количестве стержней										Теоретическая масса 1 м длины стержня, кг
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,055
4	0,126	0,25	0,38	0,50	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,099
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,154
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,70	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,50	6,28	7,07	7,85	0,617
12	1,131	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,10	20,11	1,578
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12.72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466
22	3,801	7,60	11,40	15,20	19,00	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984
25	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,18	49,09	3,840
28	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,10	49,26	55,42	61,58	4,830
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,250	56,30	64,34	72,38	80,42	6,310
36	10,180	20,36	30,54	40,72	50,90	61,080	71,26	81,44	91,62	101,80	7,990
40	12,560	25,12	37,68	50,24	62,80	75,360	87,92	100,48	113,04	125,60	9,865

Примечание. Фактические размеры стержней пернодического профиля устанавливаются ГОСТ 5781-82.

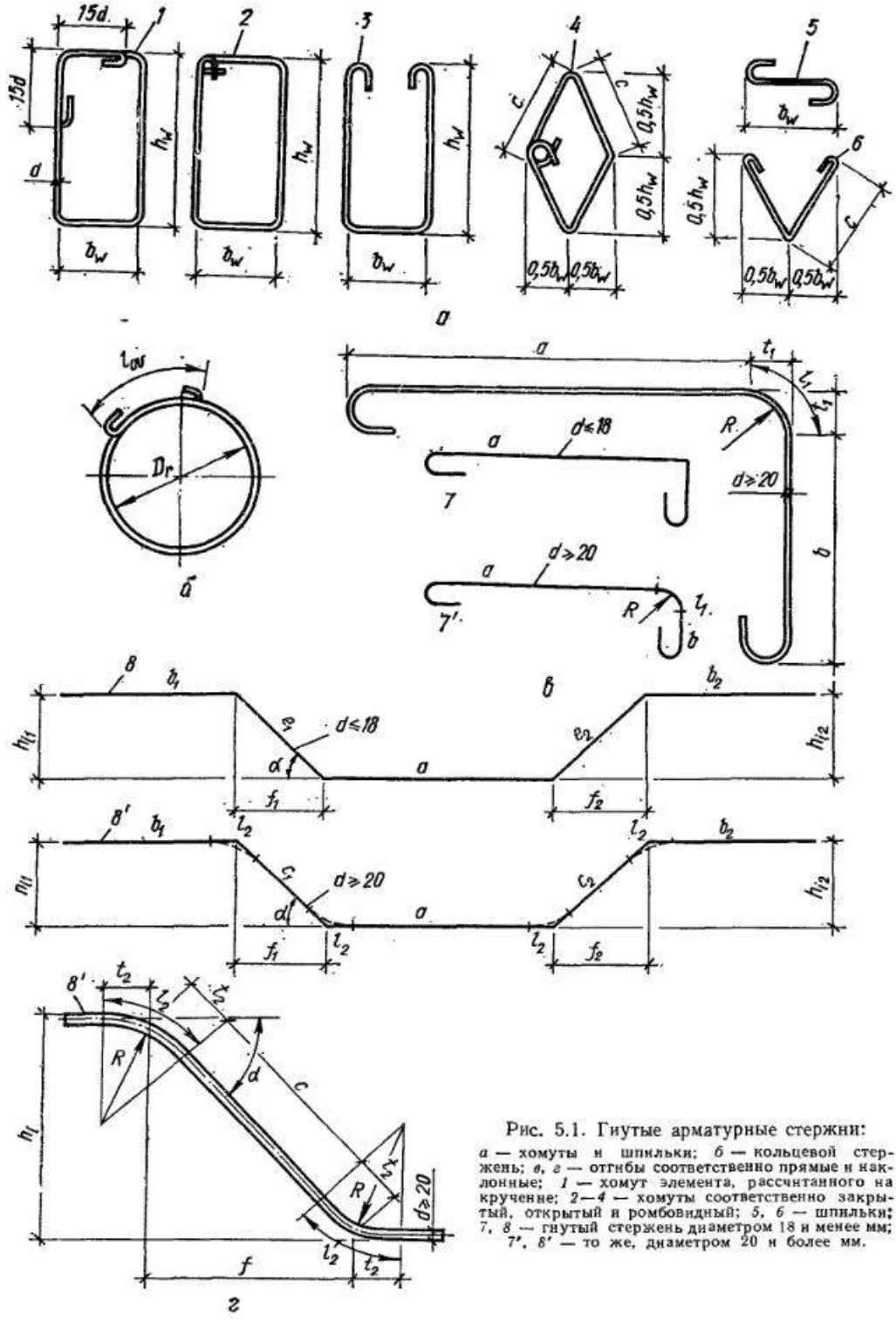


Рис. 5.1. Гнутые арматурные стержни:

а — хомуты и шпильки; *б* — кольцевой стержень; *в*, *г* — отгибы соответственно прямые и наклонные; *1* — хомут элемента, рассчитанного на кручение; *2—4* — хомуты соответственно закрытый, открытый и ромбовидный; *5*, *6* — шпильки; *7*, *8* — гнутый стержень диаметром 18 и менее мм; *7'*, *8'* — то же, диаметром 20 и более мм.

Таблица 5.2. Диаметры и углы загиба арматурных стержней

Класс арматуры	Минимальный диаметр загиба (в свету) при диаметре стержня d, мм		Максимальный угол загиба, град
	до 20	20 и более	
A-I, B-I	2,5d	2,5d	Не ограничен
A-II, Ac-II	4d	6d	90
A-III	6d	8d	90

Элементы прямого отгиба (стержень 7') составляют:

при $R = 5d$ $l_1 = 8{,}35d$; $t_1 = 6d$;

при $R = 10d$ $l_1 = 16{,}21d$; $t_1 = 11d$;

при $R = 15d$ $l_1 = 24{,}10d$; $t_1 = 16d$.

Элементы наклонного отгиба (стержень 8*) составляют:

при $R = 10d$ и

$\alpha = 30°$ $l_2 = 5{,}24d$; $t_2 = 2{,}68d$;

$\alpha = 45°$ $l_2 = 7{,}85d$; $t_2 = 4{,}14d$;

$\alpha = 60°$ $l_2 = 10{,}47d$; $t_2 = 5{,}77d$;

Таблица 5.3. Добавки к длине продольного стержня на крюки и лапки Δ_h, мм

Количество крюков (лапок)	Диаметр стержня, мм													
	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
На 1 крюк или 1 лапку 6,25d	40	50	70	80	90	100	110	130	140	160	180	200	230	250
На 2 крюка или 2 лапки 12,5d	80	100	130	150	180	200	230	250	280	310	350	400	450	500

при $R = 15d$ и

$\alpha = 30°$ $l_2 = 7{,}86d$; $t_2 = 4{,}02d$;

$\alpha = 45°$ $l_2 = 11{,}78d$; $t_2 = 6{,}21d$;

$\alpha = 60°$ $l_2 = 15{,}70d$; $t_2 = 8{,}65d$.

Горизонтальная проекция и длина наклонного участка стержня составляют:

при $d \leqslant 18$ и

$\alpha = 30°$ $f = 1{,}73h_i$; $e = 2h_i$;

$\alpha = 45°$ $f = h_i$; $e = 1{,}41h_i$;

$\alpha = 60°$ $f = 0{,}58h_i$; $e = 1.15h_i$;

при $d \geqslant 20$ и

$\alpha = 30°$ $f = 1{,}73\,(h_i - d)$;

$\alpha = 45°$ $f = h_i - d$;

$\alpha = 60°$ $f = 0{,}58\,(h_i - d)$;

$c = 2\,(h_i - d) - 2t_1$;

$c = 1{,}41\,(h_i - d) - 2t_1$;

$c = 1{,}15\,(h_i - d) - 2t_1$.

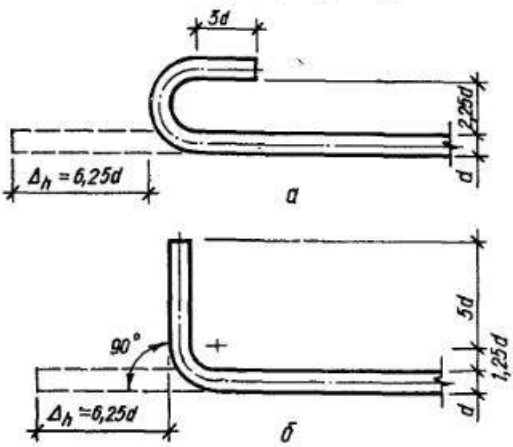


Рис. 5.2. Размеры крюков и лапок на концах стержней рабочей арматуры:
а — крюк; *б* — лапка.

Растянутые гладкие стержни, применяемые в качестве вязаной арматуры, должны заканчиваться полукруглыми крюками или петлями. Стержни периодического профиля могут заканчиваться лапками или петлями (рис. 5.2).

Добавку к длине стержня на крюки или лапки Δ_h принимают по табл. 5.3, а на крюки к длине хомута Δ_w — по табл. 5.4.

При конструировании стержней, заканчивающихся петлями, диаметр петли определяют (из условия смятия бетона) по формуле

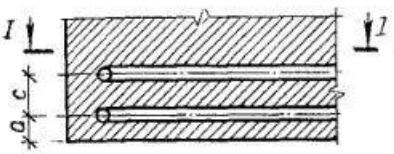
$$D_l \geqslant \left(0{,}64 + 1{,}28\,\frac{a}{c}\right)\frac{R_s}{R_b}\,d, \qquad (5.13)$$

где D_l — диаметр петли в свету; c — расстояние между плоскостями петель в осях стержней петли; a — расстояние от оси стержней в плоскости петли до ближайшей грани элемента, или по табл. 5.5.

Петли с диаметрами $D_l > 20d$ применять не рекомендуется.

Таблица 5.4. Добавка к длине хомута на один крюк Δ_w, мм

Диаметр охватываемых хомутом продольных стержней, мм	Диаметр хомута, мм	
	6...10	12
⩽25	75	90
28, 32	90	105
36, 40	105	120



Расположение петли в теле железобетонного элемента

Таблица 5.5. **Относительный диаметр петель D_1/d**

Значения величин	Классы арматуры и бетона																					
	A-I								A-II, Ac-II							A-III						
	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B20	B25	B30	B35	B40	B45
$c = 2d$ или $a = 2d$	—	—	—	18	15	14	12	11	—	—	—	20	18	16	14	—	—	—	—	20	18
$c = 3d$ или $a = 3d$	—	—	19	15	13	11	10	9	—	—	—	16	15	13	12	—	—	—	18	17	15
$c = 4d$ или $a = 4d$	—	—	17	14	11	10	9	8	—	—	18	15	13	12	11	—	—	19	17	15	13
$c = 5d$ или $a = 5d$	—	—	16	13	11	10	9	8	—	—	17	14	12	11	10	—	—	17	16	14	12
$c = 10d$ или $a = 10d$	—	18	14	11	9	8	7	7	—	18	14	12	11	10	8	—	18	15	13	12	11
$c = \infty$	18	15	12	9	8	7	6	5	19	15	12	10	9	8	7	19	15	12	11	10	9

Таблица 5.6. **Сортамент сварных рулонных сеток (ГОСТ 8478—81)**

Марка сетки	Диаметр, мм, и класс проволоки или стержня		Расстояния по осям между стержнями, мм		Ширина сетки A, мм	Длина укороченных поперечных стержней b, мм	Свободные концы поперечных стержней c_2, мм
	продольных d_1	поперечных d_2	продольными v или $(\times v) + v_1$	поперечными u			
$\frac{5Bpl\text{-}100}{5Bpl\text{-}100}\ 1040 \cdot L\ \frac{c_1}{20}$	5Bpl	5Bpl	100	100	1040	—	20
$\frac{5Bpl\text{-}200 + (\times 100) + 200}{5Bpl\text{-}150}\ 1140 \cdot L\ \frac{c_1}{20}$	5Bpl	5Bpl	$200 + (\times 100) + 200$	150	1140	—	20
$\frac{4Bpl\text{-}(\times 200) + 100}{4Bpl\text{-}(\times 200) + 100}\ 1140 \cdot L\ \frac{c_1}{20}$	4Bpl	4Bpl	$(\times 200) + 100$	$(\times 200) + 100$	1140	—	20
$\frac{5Bpl\text{-}100}{5Bpl\text{-}100}\ 1280 \cdot L\ \frac{c_1}{40}$	5Bpl	5Bpl	100	100	1280	—	40
$\frac{5Bpl\text{-}100}{5Bpl\text{-}50}\ 1280 \cdot L\ \frac{c_1}{40}$	5Bpl	5Bpl	100	50	1280	—	40
$\frac{4Bpl\text{-}200}{4Bp300}\ 1290 \cdot L\ \frac{c_1}{45}$	4Bpl	4Bpl	200	300	1290	—	45
$\frac{4Bpl\text{-}200}{6AIII\text{-}200}\ 1230 \cdot L\ \frac{c_1}{45}$	4Bpl	6AIII	200	200	1230	—	45
$\frac{4Bpl\text{-}200}{8AIII\text{-}200}\ 1290 \cdot L\ \frac{c_1}{45}$	4Bpl	8AIII	200	200	1290	—	45
$\frac{4Bpl\text{-}(\times 200) + 100}{4Bpl\text{-}(\times 200) + 100}\ 1340 \cdot L\ \frac{c_1}{20}$	4Bpl	4Bpl	$(\times 200) + 100$	$(\times 200) + 100$	1340	—	20
$\frac{4Bpl\text{-}200}{4Bpl\text{-}200}\ 1440 \cdot L\ \frac{c_1}{20}$	4Bpl	4Bpl	200	200	1440	—	20
$\frac{4Bpl\text{-}200}{5Bpl\text{-}200}\ 1440 \cdot L\ \frac{c_1}{20}$	4Bpl	5Bpl	200	200	1440	—	20
$\frac{4Bpl\text{-}200}{4Bpl\text{-}100}\ 1500 \cdot L\ \frac{c_1}{50}$	4Bpl	4Bpl	200	100	1500	—	50
$\frac{5Bpl\text{-}100}{5Bpl\text{-}100}\ 1540 \cdot L\ \frac{c_1}{20}$	5Bpl	5Bpl	100	100	1540	—	20
$\frac{5Bpl\text{-}100}{5Bpl\text{-}50}\ 1540 \cdot L\ \frac{c_1}{20}$	5Bpl	5Bpl	100	50	1540	—	20
$\frac{4Bpl\text{-}200}{4Bpl\text{-}100}\ 1660 \cdot L\ \frac{c_1}{30}$	4Bpl	4Bpl	200	100	1660	—	30
$\frac{4Bpl\text{-}200}{4Bpl\text{-}200}\ 1660 \cdot L\ \frac{c_1}{30}$	4Bpl	4Bpl	200	200	1660	—	30
$\frac{5Bpl\text{-}100}{5Bpl\text{-}100}\ 2350 \cdot L\ \frac{c_1}{25}$	5Bpl	5Bpl	100	100	2350	—	25
$\frac{5Bpl\text{-}(\times 150) + 100}{5Bpl\text{-}150}\ 2350 \cdot L\ \frac{c_1}{25}$	5Bpl	5Bpl	$(\times 150) + 100$	150	2350	—	25

Продолжение табл. 5.6.

Марка сетки	Диаметр, мм, и класс проволоки или стержня		Расстояние по осям между стержнями, мм		Ширина сетки A, мм	Длина укороченных поперечных стержней b, мм	Свободные концы поперечных стержней c_2, мм
	продольных d_1	поперечных d_2	продольными a или $(\times a) + a_1$	поперечными u			
$\frac{5Bpl\text{-}(\times 200) + 100}{5Bpl\text{-}200}\ 2350 \cdot L\ \frac{c_1}{25}$	5Bpl	5Bpl	$(\times 200) + 100$	200	2350	—	25
$\frac{5Bpl\text{-}100}{5Bpl\text{-}100}\ 2550 \cdot 6050 \cdot 25$	5Bpl	5Bpl	100	100	2550	—	25
$\frac{5Bpl\text{-}(\times 150) + 100}{5Bpl\text{-}150}\ 2550 \cdot 6050 \cdot 25$	5Bpl	5Bpl	$(\times 150) + 100$	150	2550	—	25
$\frac{5Bpl\text{-}200}{5Bpl\text{-}150}\ 2660 \cdot L\ \frac{c_1}{30}$	5Bpl	5Bpl	200	150	2660	2330	30
$\frac{4Bpl\text{-}200}{6AIII\text{-}150}\ 2660 \cdot L\ \frac{c_1}{30}$	4Bpl	6AIII	200	150	2660	2330	30
$\frac{5Bpl\text{-}(\times 200) + 170}{5Bpl\text{-}100}\ 2830 \cdot L\ \frac{c_1}{30}$	5Bpl	5Bpl	$(\times 200) + 170$	100	2830	2390	30
$\frac{4Bpl\text{-}(\times 200) + 170}{6AIII\text{-}100}\ 2830 \cdot L\ \frac{c_1}{30}$	4Bpl	6AIII	$(\times 200) + 170$	100	2830	2390	30
$\frac{3Bpl\text{-}(\times 200) + (\times 100)}{3Bpl\text{-}(\times 250) + 100}\ 2940 \cdot L\ \frac{c_1}{20}$	3Bpl	3Bpl	$(\times 200) + (\times 100)$	$(\times 250) + 100$	2940	—	20
$\frac{3Bpl\text{-}100}{3Bpl\text{-}(\times 250) + 100}\ 2940 \cdot L\ \frac{c_1}{20}$	3Bpl	3Bpl	100	$(\times 250) + 100$	2940	—	20
$\frac{4Bpl\text{-}(\times 200) + (\times 100)}{3Bpl\text{-}(\times 250) + 100}\ 2940 \cdot L\ \frac{c_1}{20}$	4Bpl	3Bpl	$(\times 200) + (\times 100)$	$(\times 250) + 100$	2940	—	20
$\frac{4Bpl\text{-}(\times 200) + 100}{3Bpl\text{-}(\times 250) + 100}\ 2900 \cdot L\ \frac{c_1}{20}$	4Bpl	3Bpl	$(\times 200) + 100$	$(\times 250) + 100$	2940	—	20
$\frac{4Bpl\text{-}100}{3Bpl\text{-}200}\ 2940 \cdot L\ \frac{c_1}{20}$	4Bpl	3Bpl	100	200	2940	—	20
$\frac{4Bpl(\times 200) + 100}{4Bpl\text{-}(\times 250) + 100}\ 2940 \cdot L\ \frac{c_1}{20}$	4Bpl	4Bpl	$(\times 200) + 100$	$(\times 250) + 100$	2940	—	20
$\frac{5Bpl\text{-}(\times 200) + 100}{3Bpl\text{-}200}\ 2940 \cdot L\ \frac{c_1}{20}$	5Bpl	3Bpl	$(\times 200) + 100$	200	2940	—	20
$\frac{5Bpl\text{-}(\times 200) + 100}{4Bpl\text{-}(\times 250) + 100}\ 2940 \cdot L\ \frac{c_1}{20}$	5Bpl	4Bpl	$(\times 200) + 100$	$(\times 250) + 100$	2940	—	20
$\frac{4Bpl\text{-}100}{4Bpl\text{-}(\times 250) + 100}\ 2940 \cdot L\ \frac{c_1}{20}$	4Bpl	4Bpl	100	$(\times 250) + 100$	2940	—	20
$\frac{4Bpl\text{-}100}{4Bpl\text{-}200}\ 2940 \cdot L\ \frac{c_1}{20}$	4Bpl	4Bpl	100	200	2940	—	20
$\frac{5Bpl\ (\times 200) + 100}{5Bpl\text{-}150}\ 2960 \cdot L\ \frac{c_1}{30}$	5Bpl	5Bpl	$(\times 200) + 100$	150	2960	2590	30
$\frac{5Bpl\text{-}(\times 200) + 100}{6AIII\text{-}150}\ 2960 \cdot L\ \frac{c_1}{30}$	5Bpl	6AIII	$(\times 200) + 100$	150	2960	2590	30
$\frac{4Bpl\text{-}(\times 200) + 100}{8AIII\text{-}150}\ 2960 \cdot L\ \frac{c_1}{30}$	4Bpl	8AIII	$(\times 200) + 100$	150	2960	2590	30
$\frac{5Bpl\text{-}200}{5Bpl\text{-}150}\ 3030 \cdot L\ \frac{c_1}{15}$	5Bpl	5Bpl	200	150	3030	2650	15
$\frac{5Bpl\text{-}200}{6AIII\text{-}150}\ 3030 \cdot L\ \frac{c_1}{15}$	5Bpl	6AIII	200	150	3030	2650	15
$\frac{4Bpl\text{-}200}{8AIII\text{-}150}\ 3030 \cdot L\ \frac{c_1}{15}$	4Bpl	8AIII	200	150	3030	2650	15
$\frac{5Bpl\text{-}200}{5Bpl\text{-}150}\ 3260 \cdot L\ \frac{c_1}{30}$	5Bpl	5Bpl	200	150	3260	2850	30
$\frac{4Bpl\text{-}200}{8AIII\text{-}150}\ 3260 \cdot L\ \frac{c_1}{30}$	4Bpl	8AIII	200	150	3260	2850	30
$\frac{5Bpl\text{-}200}{6AIII\text{-}150}\ 3260 \cdot L\ \frac{c_1}{30}$	5Bpl	6AIII	200	150	3260	2850	30
$\frac{5Bpl\text{-}(\times 200) + 100}{5Bpl\text{-}150}\ 3330 \cdot L\ \frac{c_1}{15}$	5Bpl	5Bpl	$(\times 200) + 100$	150	3330	2920	15
$\frac{5Bpl\text{-}(\times 200) + 100}{6AIII\text{-}150}\ 3330 \cdot L\ \frac{c_1}{15}$	5Bpl	6AIII	$(\times 200) + 100$	150	3330	2920	15
$\frac{4Bpl\text{-}(\times 200) + 100}{8AIII\text{-}150}\ 3330 \cdot L\ \frac{c_1}{15}$	4Bpl	8AIII	$(\times 200) + 100$	150	3330	2920	15

Продолжение табл. 5.6.

Марка сетки	Диаметр, мм, и класс проволоки или стержня		Расстояния по осям между стержнями, мм		Ширина сетки A, мм	Длина укороченных поперечных стержней b, мм	Свободные концы поперечных стержней c_2, мм
	продольных d_1	поперечных d_2	продольными v или $(\times v) + v_1$	поперечными u			
$\frac{5Bpl\text{-}(\times 200) + 100}{6AIII\text{-}150}\ 3560 \cdot L\ \frac{c_1}{30}$	5Bpl	6AIII	$(\times 200) + 100$	150	3560	3120	30
$\frac{5Bpl\text{-}(\times 200) + 100}{8AIII\text{-}150}\ 3560 \cdot L\ \frac{c_1}{30}$	5Bpl	8AIII	$(\times 200) + 100$	150	3560	3120	30
$\frac{5Bpl\text{-}200}{6AIII\text{-}150}\ 3630 \cdot L\ \frac{c_1}{15}$	5Bpl	6AIII	200	150	3630	3180	15
$\frac{5Bpl\text{-}200}{8AIII\text{-}150}\ 3630 \cdot L\ \frac{c_1}{15}$	5Bpl	8AIII	200	150	3630	3180	15

Таблица 5.7. Сортамент сварных плоских сеток из стержневой арматуры, сталь классов А-I, А-II, Ас-II и А-III (ГОСТ 23279—78)

Расположение рабочих стержней	Размеры, мм			
	v	u	$\frac{d_1}{d_2}$	L
В продольном направлении	100	300		От 850 до 11 950 через 300
	200, 300, 400	600	10...40 6...16	
В поперечном направлении	300	100	6...16	От 850 до 5950 через 300
	400	200	10...25	
В продольном и поперечном направлениях	100	100, 200	10...25	От 850 до 5950 через 100
	200	100, 200, 300	6...16 или 6...16	
	300	200, 300	10...25	

Примечания: 1. A составляет от 650 до 3050 мм.
2. c_1, c_2 — кратно 25 мм.

Таблица 5.8. Количество продольных стержней в сетке (в числителе) и разбивка ширины A сетки на количество шагов (в знаменателе)

Ширина сетки, мм	Основной шаг v, мм		
	100	150	200
1040	$\frac{11}{100 \times 10}$	—	—
1140	$\frac{10}{200 + 100 \times 7 + 200}$	—	—
1280, 1290	$\frac{13}{100 \times 12}$	—	$\frac{7}{200 \times 6}$
1340	—	—	$\frac{8}{200 \times 6 + 100}$
1440	—	—	$\frac{8}{200 \times 7}$
1500, 1540	$\frac{16}{100 \times 15}$	—	$\frac{8}{200 \times 7}$

Продолжение табл. 5.8

Ширина сетки, мм	Основной шаг v, мм		
	100	150	200
1660	—	—	$\frac{9}{200 \times 8}$
2350	$\frac{24}{100 \times 23}$	$\frac{17}{150 \times 14 + 100 \times 2}$	$\frac{13}{200 \times 11 + 100}$
2550	$\frac{26}{100 \times 25}$	$\frac{16}{150 \times 16 + 100}$	—
2660	—	—	$\frac{14}{200 \times 13}$
2830	—	—	$\frac{15}{200 \times 13 + 170}$
2940	$\frac{20}{200 \times 5 + 100 \times 3 + 200 \times 5}$	—	—
2940, 2960	—	—	$\frac{16}{200 \times 14 + 100}$
3030	—	—	$\frac{16}{200 \times 15}$
3260	—	—	$\frac{17}{200 \times 16}$
3330	—	—	$\frac{18}{200 \times 16 + 100}$
3560	—	—	$\frac{19}{200 \times 17 + 100}$
3630	—	—	$\frac{19}{200 \times 18}$

Таблица 5.9. **Соотношение диаметров свариваемых стержней, мм**

Диаметр стержня одного направления d_1	3...12	14; 16	18; 20	22	25...32	36; 40
Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления d_2	2	4	5	6	8	10

Сетки

Для армирования железобетонных элементов применяют рулонные (при диаметре продольных стержней 5 мм и менее) и плоские сетки (табл. 5.6, 5.7, 5.8).

Сварные сетки конструируют, как правило, с прямоугольным контуром и взаимно перпендикулярным расположением стержней. Рекомендуемые для применения сетки показаны на рис. 5.3.

Конструкция и размеры сетки назначают в зависимости от вида и конструктивных особенностей армируемого элемента: сетка может использоваться как самостоятельное изделие или как полуфабрикат, который подвергают последующей доработке (приварке дополнительных стержней, закладных деталей, фиксаторов, строповочных петель, разрезке сетки, обрезке концов стержней, вырезке отверстий и др.).

Элементы доработки сетки не включают в чертеж сетки-полуфабриката, а разрабатывают на отдельном чертеже (рис. 5.4). В чертежах сеток, подлежащих доработке, приводят схемы их раскроя, а в спецификациях арматуры учитывают их полную массу, включая отходы, получаемые при раскрое.

При невозможности использовать типовые или унифицированные сетки конструируют индивидуальные в соответствии с приведенными в этом разделе рекомендациями.

Минимальный размер концевых выпусков продольных и поперечных стержней в сварной сетке принимают не менее $0{,}5d_2 + d_1$ или $0{,}5d_1 + d_2$. На концах свариваемых стержней не должно быть отгибов, крюков или петель. Расстояние между осями стержней одного направления v_{min} и u_{mix} должно быть не меньше 50 мм.

Соотношения диаметров свариваемых стержней принимают по табл. 5.9 (по условиям сварки).

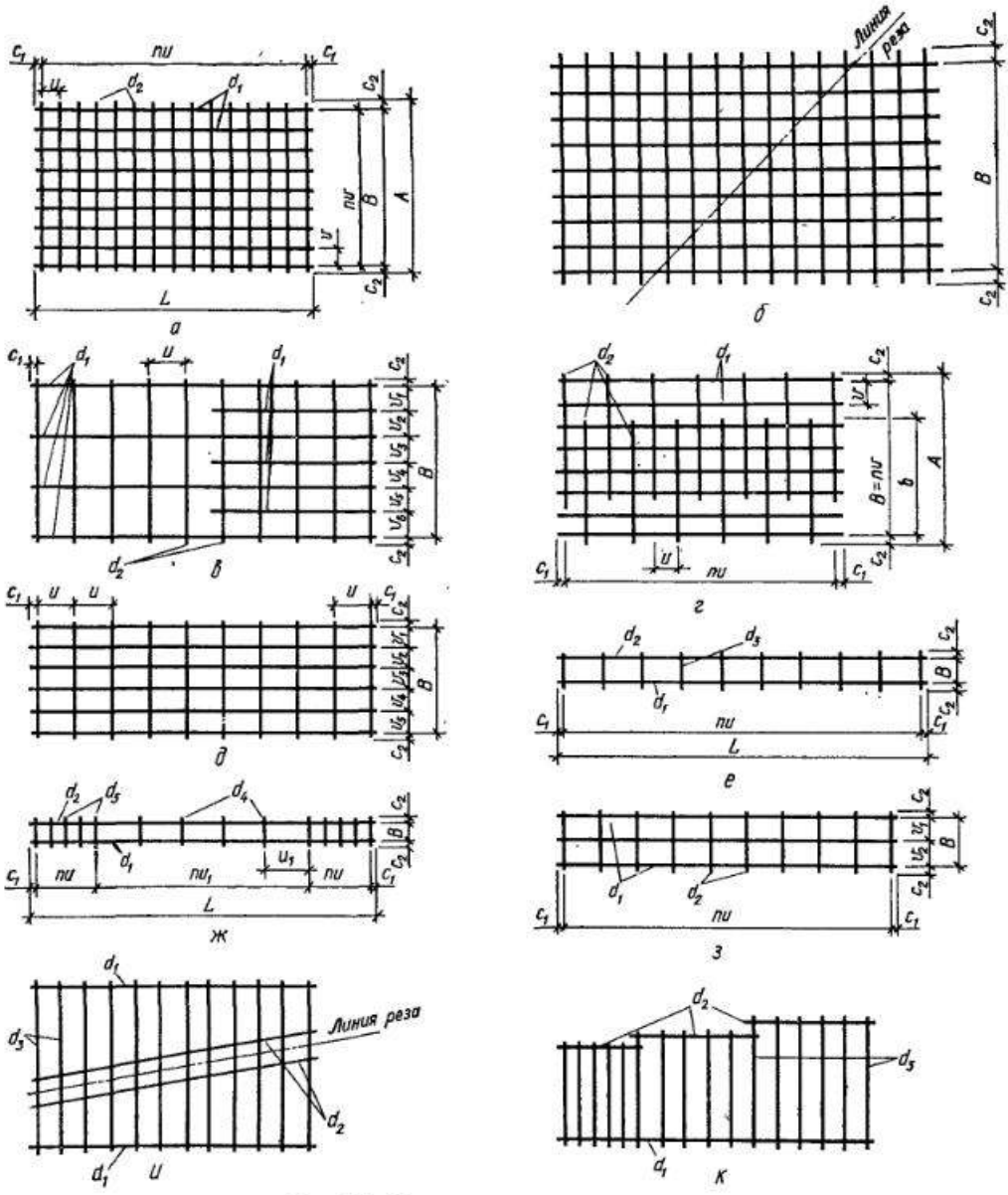


Рис. 5.3. Основные виды сварных сеток:

а — для армирования плит разной толщины, массивных и других конструкций; *б* — для конструкций переменной ширины; *в* — со стержнями, расположенными по эпюре изгибающих моментов, применяемые для армирования консольных конструкций; *г* — применяемые для однопролетных плит; *д—з* — типа «лесенка», применяемые для армирования изгибаемых элементов; *и, к* — для армирования балок переменной высоты.

При выборе диаметра поперечных стержней сварных сеток следует руководствоваться не только условиями сварки, но и условиями жесткости сетки в целом, обеспечение которой необходимо при погрузочно-разгрузочных работах, во время транспортирования и укладки в форму.

При конструировании сварных сеток следует предусматривать возможность их изготовления на многоточечных (многоэлектродных) сварочных машинах (табл. 5.10). Справочные данные о параметрах широких сеток, изготовляемых на указанных машинах, приведены в табл. 5.11, узких — в табл. 5.12.

При изготовлении сеток на многоэлектродных машинах:

допускается сварка крестообразных соединений стержней из разных сталей;

Таблица 5.10. **Конструктивные параметры арматурных изделий, свариваемых на многоточечных сварочных машинах**

Наименование параметра	Типы машин						
	АТМС-14×75-7-1 (7—2)	МТМС-10×35	МТМ-32	МТМ-09	МТМ-33	МТМК-3×100	МТМ-35
Габариты, мм:							
ширина	800...3800	800...2000	1050...3050	120...600	80...440	115...775	140...1200
длина (максимальная)	12 000	7200	—	—	—	—	—
Количество продольных стержней, шт.	До 36	До 20	До 16	2...4	2	2...6	2...8
Шаг стержней, мм:							
продольных	100...300	100...250	200	100...570	50...400	75...725	100...1100
поперечных	100...300	100...350	100, 200 300, 600	80...600	50...400	100...400	100...600
Количество переменных шагов между поперечными стержнями	2 (модель 7—2)	—	—	3	2	2	2
Класс арматуры	Вр-I	A-I	A-I, A-II, Ac-II, A-III	Вр-I	A-I, A-II	Ac-II, A-III	
Диаметр стержней, мм:							
продольных	3...12	3...8	12...32	3...8	3...18	5...25	12...40
поперечных	3...10	3...6	8...14	3...8	3...8	4...12	6...14
Длина свободных концов стержней, мм:							
продольных	30...150	50...175	$0{,}5d_2 + d_1 \geqslant 20$	30...300	$0{,}5d_2 + d_1 \geqslant 20$		
поперечных	$0{,}5d_1 + d_2 \geqslant 20$						

Примечания: 1. При сварке сеток на машине АТМС-14 × 75-7-2 переменный шаг поперечных стержней составляет 60...200 или 140...300 мм.

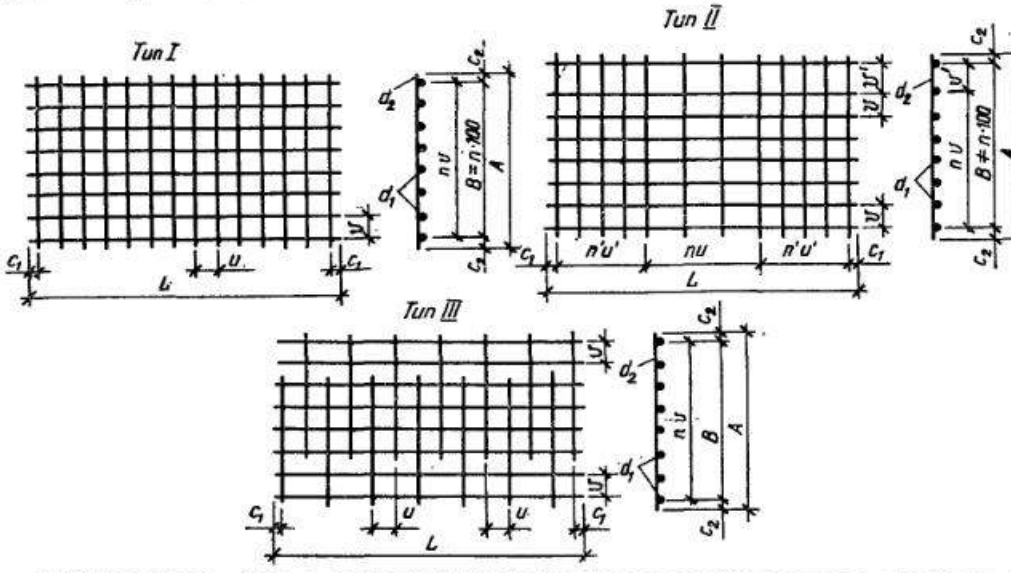
2. При сварке сеток на машине МТМ-09 возможно применение мерных продольных стержней диаметром до 16 мм. При этом не будет обеспечена приварка трех последних поперечных стержней.

Таблица 5.11. **Параметры широких сварных сеток, изготовляемых на многоточечных машинах**

Наименование параметра	Сетки		Дополнительные указания
	легкие	тяжелые	
Диаметры стержней, мм:			
продольных d_1	От 3 до 12	От 14 до 32	Рекомендуется применять в сетке один диаметр. Допускаются разные диаметры, отличающиеся не более чем в 2 раза. Каждая пара стержней, считая от края, должна быть одинакового диаметра
поперечных d_2	От 3 до 10	От 8 до 14	Должны применяться одного диаметра
Шаг продольных стержней v, мм	100, 200, 300	200	Для легких сеток допускается чередование шагов. Возможно применение шагов, превышающих указанные, но кратных 100 мм. При ширине сетки, не кратной 100 мм, остаток следует размещать с одной стороны
Шаг поперечных стержней u, мм:			
при постоянном шаге (см. эскиз, типы I, III)	Любой от 100 до 300	100, 200 300, 600	Тип III может применяться по согласованию с заводом-изготовителем
при двух разных шагах для сетки-ленты (см. эскиз, тип II):			Сетка-лента изготовляется при диаметрах продольных стержней $d_1 \leqslant 8$ мм
больший	Любой от 140 до 300	—	Минимальная разность между величиной большого и малого шага в одной сетке составляет 80 мм

Продолжение табл. 5.11

Наименование параметра	Сетки		Дополнительные указания
	легкие	тяжелые	
меньший	Любой от 60 до 220	—	Меньший шаг менее 100 мм назначается в качестве доборного, а также в местах разрезки сетки-ленты
Минимальная длина концов стержней, мм:			
поперечных (расстояние от торца стержня до оси крайних продольных стержней) c_2	20	25, но не менее d_1	Для сеток, изготовляемых с продольной разрезкой ленты $c_2 \geqslant 50$ мм
продольных (расстояние от торца стержня до оси крайних поперечных стержней) c_1	25	25	Для сетки-ленты — от 30 до 150 мм
Максимальная длина сетки L, м	12	7, но не более длины нестыкованных стержней	Все продольные стержни следует принимать одинаковой длины в пределах одной сетки. По согласованию с заводом-изготовителем допускается увеличивать L до 15 м
Ширина сетки A, мм	От 1200 до 3800;	От 1050 до 3050;	Для легких сеток допускается ширина сетки 1000 мм
То же (в осях крайних продольных стержней) B, мм	От 1160 до 3750	От 1000 до 3000	Все поперечные стержни следует принимать одинаковой длины в пределах одной сетки
Наибольшее количество продольных стержней, шт.	36	16	



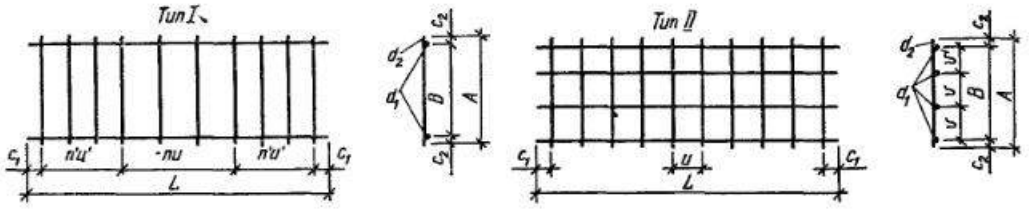
Примечание. Здесь и далее сеткой-лентой называется сетка, изготовляемая в виде непрерывного полотна с последующей поперечной резкой.

Таблица 5.12. **Параметры узких сварных сеток, изготовляемых на многоточечных машинах**

Наименование параметра	Сетки			Дополнительные указания
	легкие	тяжелые типа		
		I	II	
Диаметр стержней, мм:				
продольных d_1	От 3 до 8	От 10 до 25	От 12 до 40	В одной сетке допускаются стержни разных диаметров (рекоменду-

Продолжение табл. 5.12

Наименование параметра	Сетки			Дополнительные указания
	легкие	тяжелые типа		
		I	II	
				ется не более двух, отличающихся не более чем в 2 раза)
поперечных d_2	От 3 до 8	От 4 до 12	От 6 до 14	Следует применять стержни одного диаметра
Шаг стержней, мм:				
продольных v	От 80 до 560	От 75 до 725	От 100 до 1160	Для тяжелых сеток типа I допускается один шаг у края сетки не менее 50 мм
поперечных u	От 50 до 400	От 100 до 400	До 600 (кратно 50)	Для тяжелых сеток типа II: при $d_2 \leqslant 8$ мм $u \geqslant 100$; $d_2 = 10$ мм $u \geqslant 150$; $d_2 \geqslant 12$ мм $u \geqslant 200$
Наибольшее количество различных шагов между поперечными стержнями n	2	2	2	Для легких сеток-лент $n = 3$
Минимальная длина концов стержней, мм:				
поперечных (расстояние от торца стержня до оси крайних продольных стержней) c_2	20	20	25, но не менее d_1	—
продольных (расстояние от торца стержня до оси крайних поперечных стержней) c_1	25	25	25	Для легких сеток-лент расстояние от торца продольного стержня до оси поперечного рекомендуется принимать равным половине шага поперечных стержней
Максимальная длина сетки L, мм	7,2	Не ограничена		Не более длины нестыкованных стержней
Ширина сетки, мм:				
по торцам поперечных стержней A,	От 120 до 600	От 115 до 775	От 140 до 1200	Для тяжелых сеток типа I допускается минимальная ширина сетки 90 мм
в осях между крайними продольными стержнями, B	От 80 до 560	От 75 до 725	От 100 до 1160	То же, 50 мм
Число продольных стержней m	От 2 до 4	От 2 до 6	От 2 до 6	—



диаметр поперечных стержней d_2, свариваемых вкрест с продольными, разрешается принимать по условиям сварки (см. табл. 5 9), если по расчету не требуется бóльший диаметр. Поперечные стержни в сетке должны применяться одного диаметра и одной длины;

шаг продольных стержней при диаметре до 14 мм принимают кратным 100, при диаметре 14 мм и более — кратным 200 мм; его можно увеличить против указанного в табл. 5.10 путем исключения отдельных стержней; при ширине сетки, не кратной шагу продольных стержней, остаток следует размещать с одной стороны;

шаг поперечных стержней при диаметре до 14 мм принимают кратным 50, а при диаметре 14 мм и более — кратным 100 мм; максимальный шаг поперечных стержней рекомендуется принимать не более 600 мм.

Номенклатура унифицированных сеток для проектирования фундаментов и других монолитных конструкций приведена в табл. 5.13.

Сетки, изготовляемые на многоточечных машинах, можно конструировать, предусматривая их последующее сгибание в одной плоскости на специальных станках (рис. 5.5). Участки сеток в местах сгиба конструируют в соответ-

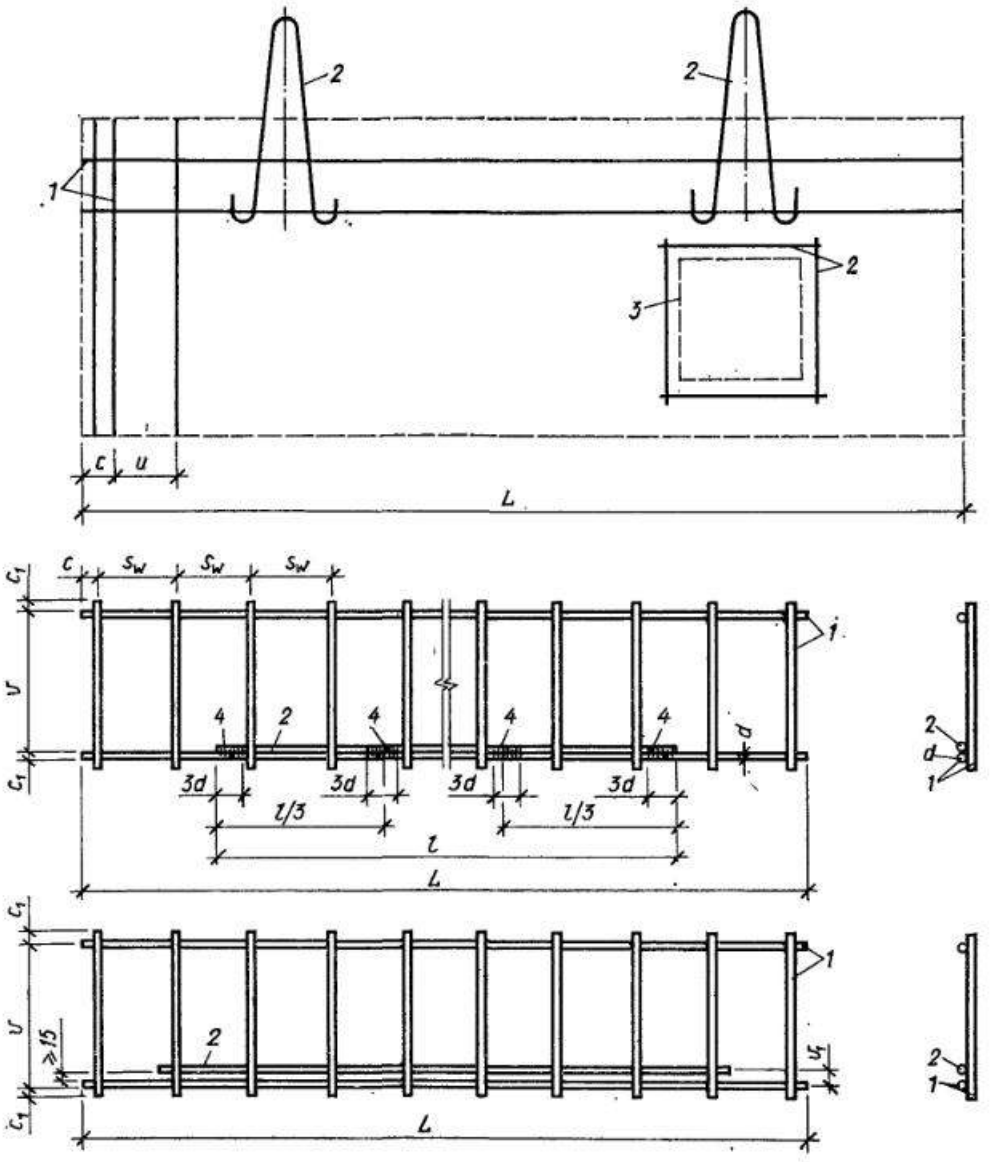


Рис. 5.4. Виды доработки сеток:

1 — основная сетка (полуфабрикат); *2* — дополнительные стержни; *3* — вырезка отверстия; *4* — дуговая сварка.

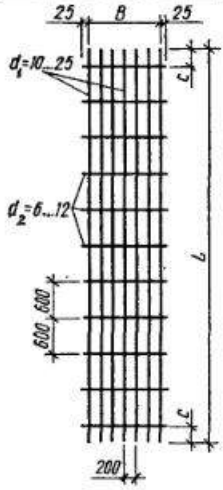
ствии с рис. 5.6. Сетки гнут на стандартном гибочном оборудовании (табл. 5.14).

При конструировании сеток типа «лесенка» (см. рис. 5.3, *е*, *ж*) или при отсутствии многоточечных машин следует ориентироваться на технологические возможности одноточечных сварочных машин (табл. 5.15). Конструктивные параметры изготовляемых на них сеток приведены в табл. 5.16. При этом допускается сочетание диаметров стержней в крестообразном соединении по условиям контактной точечной сварки принимать по табл. 5.9.

В сетках с нормируемой прочностью крестообразных соединений, например, применяемых для армирования балок, сварка всех мест пересечения стержней (узлов) обязательна, а диаметр продольных стержней должен быть не меньше диаметра поперечных.

В сетках с рабочей арматурой периодического профиля, применяемых для армирования плит, допускается предусматривать сварку не всех мест пересечения стержней, но обязательно должны свариваться узлы в двух крайних рядах по периметру сетки. Остальные узлы могут свариваться через узел в шахматном порядке.

Таблица 5.13. **Номенклатура основных унифицированных сварных сеток**

Эскиз	Параметры, мм	
	L	c
	1450	125
	1750	275
	2050	125
	2350	275
	2650	125
	2950	275
	3250	125
	3550	275
	3850	125
	4150	275
	4450	125
	4750	275
	5050	125
	5350	275
	5650	125
	5950	275
	6250	125
	6550	275
	6850	125
	7150	275

Примечание. Ширина B сеток составляет 800...3000 мм.

Таблица 5.14. **Параметры сварных сеток, изготовляемых на гибочных станках**

Наименование параметра	Тип станка		
	См-516А	7251А	конструкции ЦНИИОМТП
Наибольшая ширина сетки, мм	3500	3200	3000
Наибольшая длина сетки, мм	6000	6000	6000
Количество изгибаемых стержней	34	15	30
Наибольший диаметр изгибаемых стержней, мм, из арматуры класса:			
А-I	12	12	20
А-II, Ас-II и А-III	10	10	20
Наибольший угол загиба, град	105	135	180
Наибольшая длина отгиба, мм	700	—	—
Наименьшая длина отгибаемого участка, мм	50	50	50

Таблица 5.15. **Конструктивные параметры арматурных изделий и закладных деталей, свариваемых на одноточечных сварочных машинах**

Наименование параметра	Типы машин								
	МТ-1207, МТ-1210, МТ-1217			МТ-1607, МТ-1610, МТ-1613, МТ-1617			МТ-2507, МТ-2510, МТ-2517		
Ширина (габаритная), мм	⩽500			⩽500			⩽500		
Диаметры, мм, при классе арматуры:									
поперечной А-I	5...22	5...18	5...10	6...28	6...22	6...18		8...40	
продольной А-I, А-II, Ас-II, А-III	5...22	5...36	5...40	6...28	6...40	6...50		8...50	
поперечной А-II, Ас-II, А-III, Вр-I	5...14	5...10	5	5...18	5...14	5...10	6...25	6...20	6...16
продольной А-II, Ас-II, А-III, Вр-I	5...14	5...20	5...28	5...18	5...28	5...40	6...25	6...40	6...50
Диаметр, мм, анкерных стержней закладных деталей классов А-I, А-II, А-III	6...10			6...14			6...16		

Наименование параметра	Типы машин								
	МТ-4001, МТ-4017			МТП-150/1200			МТП-200/1200, МТ-2002		
Ширина (габаритная), мм	⩽500			⩽1200			⩽1200		
Диаметр, мм, при классе арматуры:									
поперечной А-I	12...40			5...28	5...22	5...18	6...32	6...25	6...20
продольной А-I, А-II, Ас-II, А-III	12...40			5...28	5...36	5...50	6...32	6...40	6...50
поперечной А-II, Ас-II, А-III, Вр-I	10...40	10...32		5...18	5...14	5...10	5...20	5...16	5...10
продольной А-II, Ас-II, А-III, Вр-I	10...40	10...50		5...18	5...28	5...40	5...20	5...28	5...40
Диаметр, мм, анкерных стержней закладных деталей классов А-I, А-II, А-III	—			—			—		

Примечания: 1. При сварке арматурных изделий с поворотом на 180° их ширина по договоренности с изготовителем может быть увеличена в 2 раза.

2. Длина арматурных изделий, количество продольных и поперечных стержней или анкеров в закладной детали не зависят от конструкции машин.

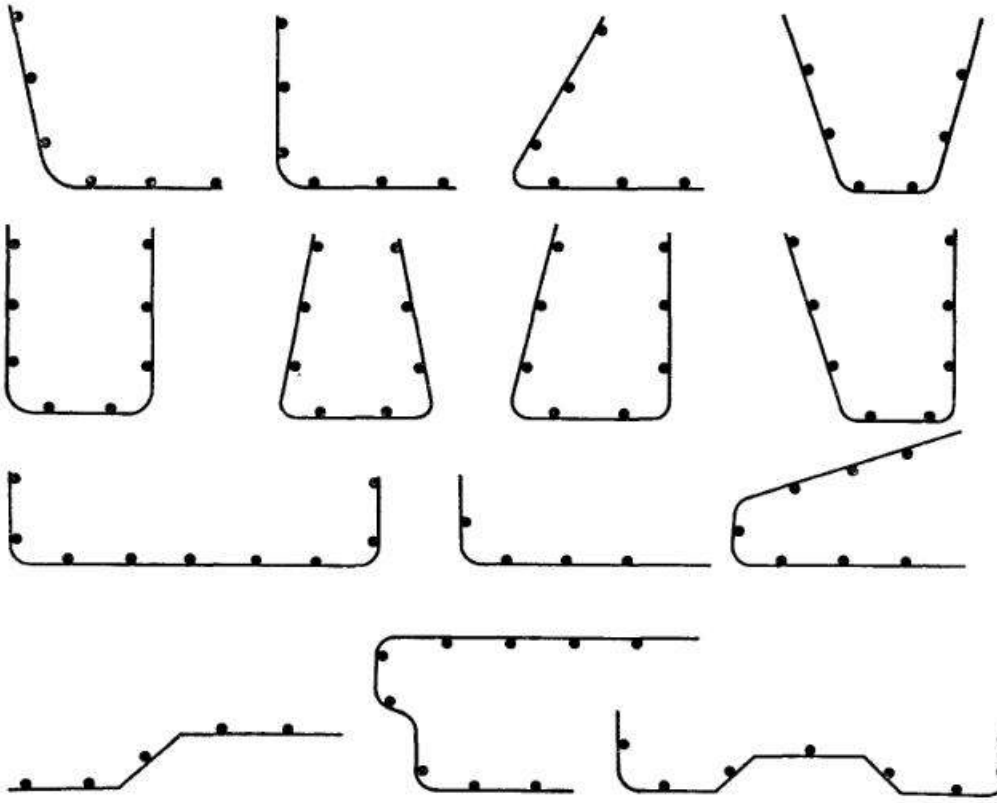


Рис. 5.5. Рекомендуемые очертания гнутых сеток.



Рис. 5.6. Конструирование мест сгиба сеток:

а — прямые стержни за пределами сгибаемого участка; $D \geqslant 2{,}5d$ для А-I; $D \geqslant 4d$ для А-II, Ас-II; $D \geqslant 6d$ для А-III, Ат-III С; $\alpha \leqslant 120°$, $\alpha \leqslant 90°$ (для А-III); *б* — прямой стержень совпадает с местом сгиба сетки: $D \geqslant 4d$ для А-I, $D \geqslant 8d$ для А-II, Ас-II, А-III, Ат-IIIС, $d \leqslant 8$, $d_1 \leqslant 8$ (слева); $D \geqslant 8d$, $d \leqslant 6$ для А-I, $d_1 \leqslant 6$ (справа), $\alpha \leqslant 90°$; *в* — то же, если прямой стержень большого диаметра: $d_1 \geqslant 2{,}5d$ для А-I, А-II, Ас-II, А-III, Ат-III С, $d \leqslant 12$ для А-I, $\alpha \leqslant 90°$.

Каркасы

Арматуру железобетонных элементов следует конструировать в виде каркасов, конструкцию и габариты которых назначают в зависимости от вида и конструктивных особенностей элементов, а также от условий транспортирования.

Каркасы конструируют из плоских или гнутых сварных сеток с применением (при необходимости) соединительных стержней. Они должны обладать достаточной жесткостью для возможности складирования, транспортирования и сохранения проектного положения в форме.

Пространственная жесткость каркаса обеспечивается замкнутым контуром и приваркой

Таблица 5.16. **Параметры сварных сеток, изготовляемых на одноточечных машинах**

Наименование параметра	Значение	Наименование параметра	Значение
Максимальные диаметры свариваемых стежней, мм	16 и 36	Минимальный угол между пересекающимися свариваемыми стержнями	60°
Максимальная ширина свариваемых сеток, мм:		Минимальное расстояние между осями стержней одного направления, мм, при диаметрах стержней, мм:	
рекомендуется	500	до 10	30
допускается		от 12 до 18	40
при нечетном числе продольных стержней	1000	от 20 до 25	50
		28 и 32	70
при четном числе продольных стержней	1000 + расстояние между двумя средними продольными стержнями	36 и 40	80
		Минимальная длина концов стержней, мм (расстояние от торца выступающего стержня до оси крайнего пересекаемого стержня)	20 или диаметр выступающего стержня

Таблица 5.17. **Конструктивные параметры сеток, свариваемых на установках для сварки каркасов**

Тип установки	Класс тонких арматурных стержней	Максимальный диаметр тонкого стержня, мм, в соединении с отношением диаметров				Тип используемых клещей	Минимальный размер ячейки сетки (каркаса), мм
		1	1/2	1/3	1/4		
МТПП-75, МТПГ-75,	А-I	14	10	6	5	КТП-1,	70×110,
МТП-806, МТП-807	А-II, Ас-II, А-III, Вр-I	10	8	5	4	КТГ-75-5 КТГ-75-3-1	60×110
МТПГ-150-2	А-I	20	16	12	8	КТГ-12-2-4(5)	60×60
МТП-1203	А-II, Ас-II, А-III, Вр-I	14	10	6	5	КТГ-12-2-1(2) КТГ-12-3-1(2)	70×120 250×300
КТ-601	А-I	12	8	5	4		
	А-II, Ас-II, А-III, Вр-I	10	8	4	3	—	60×70
КТ-801	А-I	14	10	6	5		
	А-II, Ас-II, А-III, Вр-I	12	8	5	4	—	120×150
К-243В	А-I	28	20	14	10		75×75 *
	А-II, Ас-II, А-III, Вр-I	22	18	14	10	—	75×120 **

Примечания: 1. Класс толстых арматурных стержней — А-I, А-II, А-III, Вр-I.
2. Минимальный размер ячейки сетки в вертикальной плоскости для К-243В обозначен одной звездочкой, в горизонтальной — двумя.

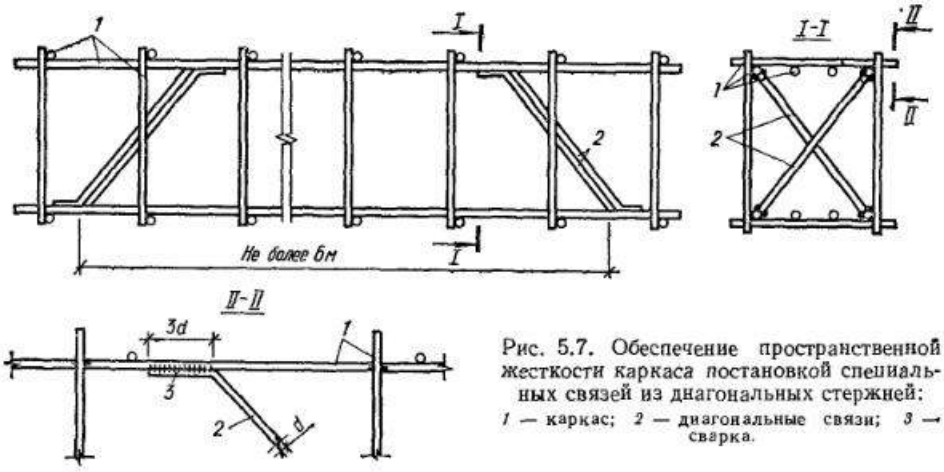


Рис. 5.7. Обеспечение пространственной жесткости каркаса постановкой специальных связей из диагональных стержней:
1 — каркас; *2* — диагональные связи; *3* — сварка.

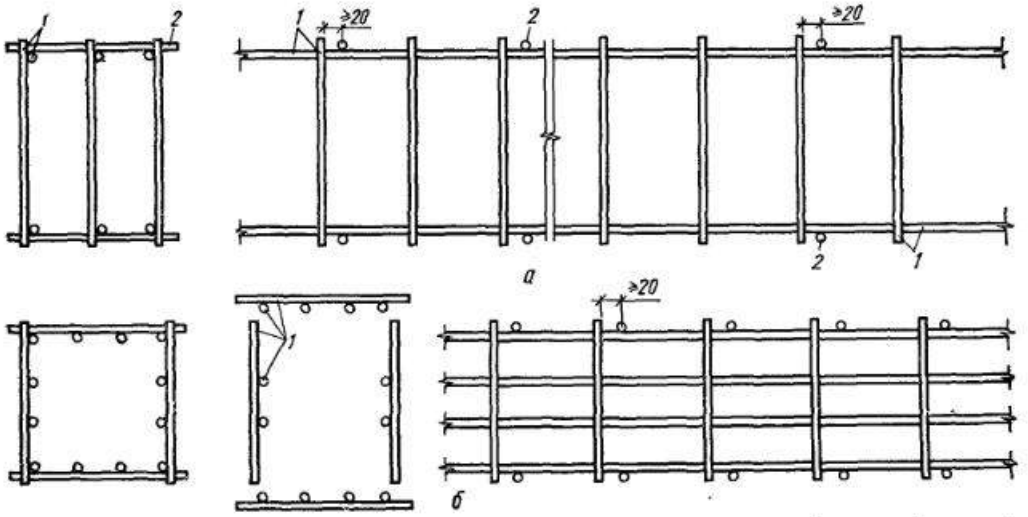


Рис. 5.8. Арматурные каркасы, образованные из плоских сеток контактной точечной сваркой:
а — приваркой к сеткам соединительных стержней; *б* — объединением сеток сваркой поперечных стержней сеток одной плоскости к продольным стержням сеток другой плоскости; *1* — сетки; *2* — соединительные стержни.

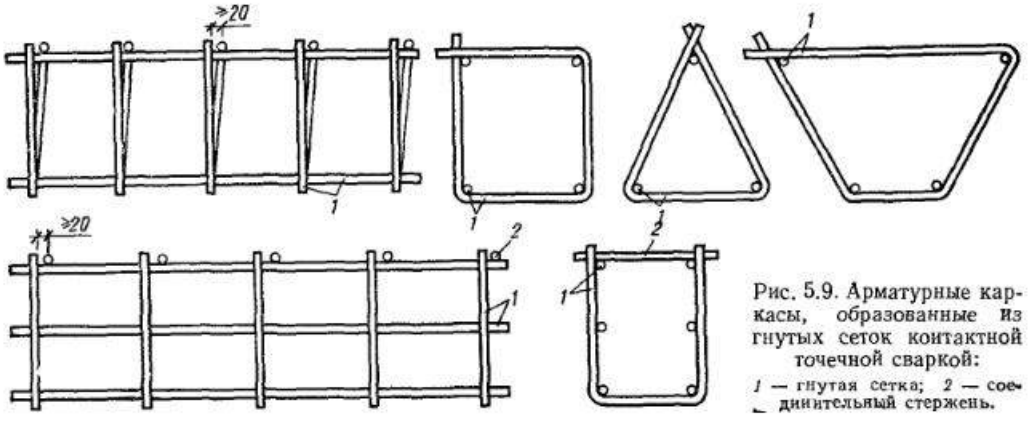


Рис. 5.9. Арматурные каркасы, образованные из гнутых сеток контактной точечной сваркой:
1 — гнутая сетка; *2* — соединительный стержень.

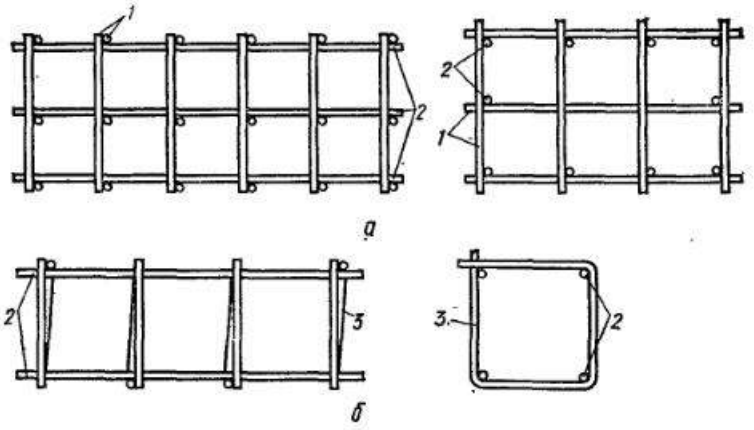


Рис. 5.10. Арматурные каркасы, образованные нанизыванием на продольные стержни заранее изготовленной поперечной арматуры:

а — поперечная арматура в виде сеток, изготовленных контактной точечной сваркой; *б* — поперечная арматура в виде хомутов, концы которых соединены контактной точечной сваркой; *1* — сварные сетки поперечной арматуры; *2* — продольная арматура; *3* — хомуты.

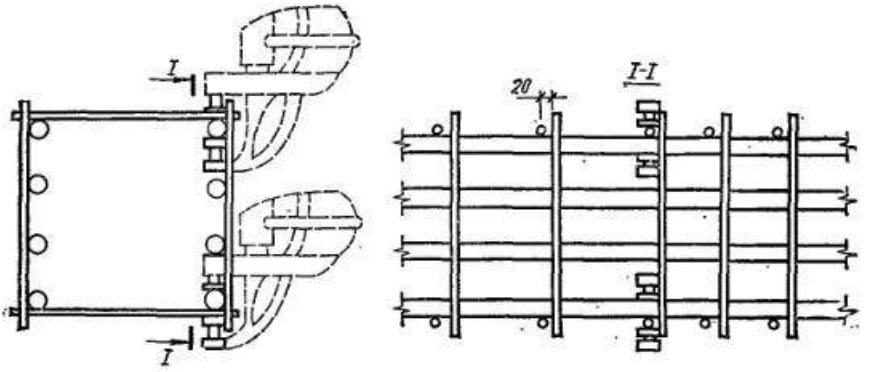


Рис. 5.11. Положение сварочных клещей при сварке каркаса.

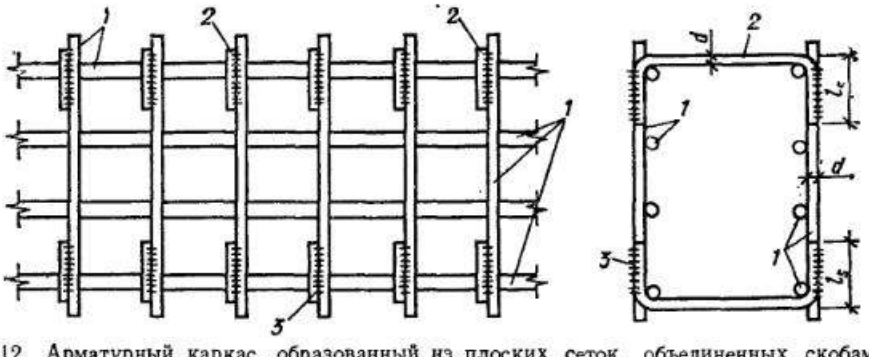


Рис. 5.12. Арматурный каркас, образованный из плоских сеток, объединенных скобами при помощи дуговой сварки:

1 — сетка; *2* — скоба; *3* — сварной шов.

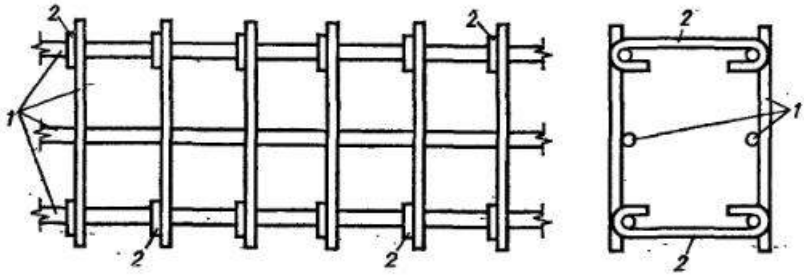


Рис. 5.13. Арматурный каркас, образованный из плоских сеток, объединенных с помощью привязываемых шпилек:
1 — сетка; *2* — шпилька.

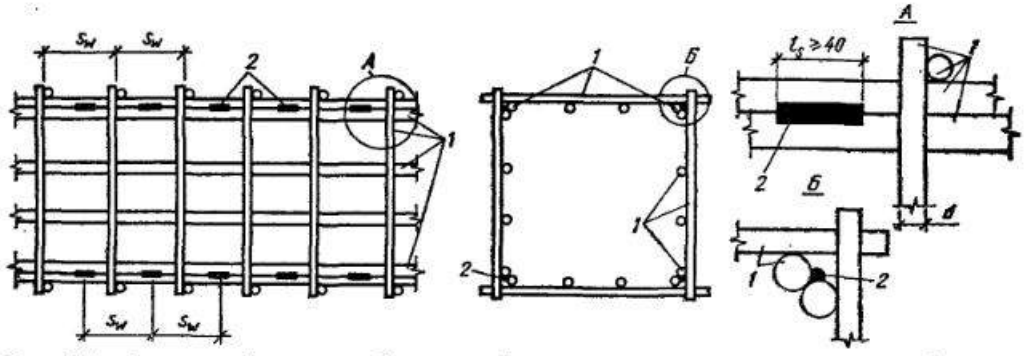


Рис. 5.14. Арматурный каркас, образованный из плоских сеток с помощью дуговой сварки продольных стержней:
1 — плоская сетка; *2* — дуговая сварка.

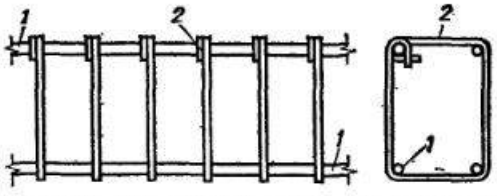


Рис. 5.15. Арматурный каркас, образованный из гнутых хомутов и продольных стержней с вязкой всех пересечений:
1 — продольный стержень; *2* — хомут.

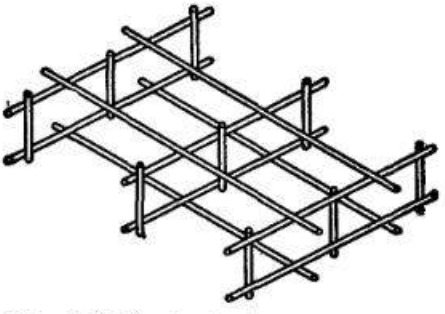


Рис. 5.16. Каркас из плоских сеток типа «лесенка» и соединительных стержней.

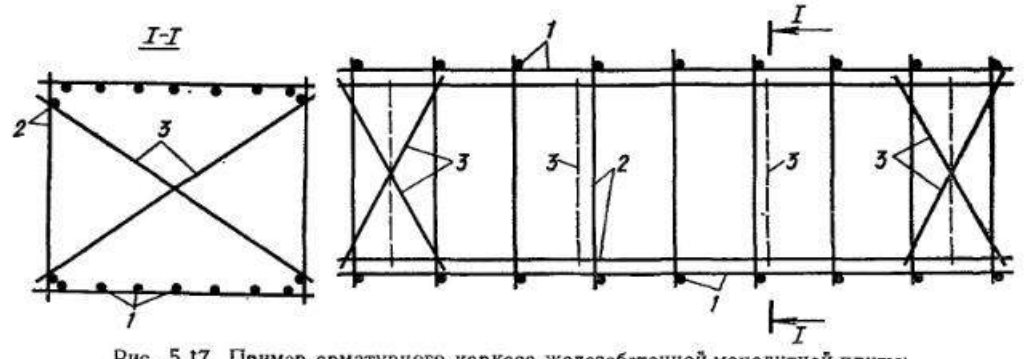


Рис. 5.17. Пример арматурного каркаса железобетонной монолитной плиты:
1, *2* — плоские сетки соответственно горизонтальная и вертикальная типа «лесенка»; *3* — элементы жесткости.

в необходимых случаях (а при длине 6 м и более — в обязательном порядке) диафрагм жесткости в виде специальных связей из диагональных стержней и планок (рис. 5.7).

Закладные детали и строповочные устройства можно крепить к каркасу. Если требуется высокая точность положения закладных деталей, то их фиксируют крепленнем к форме.

Каркасы для армирования колонн, свай, балок и других линейных элементов рекомендуется изготовлять:

из плоских сеток (рис. 5.8);

из гнутых сеток (рис. 5.9) с очертанием, которое можно получить на стандартном гибочном оборудовании (см. табл. 5.14). Диаметры стержней таких сеток, радиусы и углы загиба, а также расположение продольных стержней назначают (в зависимости от класса применяемой арматуры) в соответствии с рис. 5.6;

из продольных стержней и поперечной арматуры, соединенной в отдельные сетки контактной точечной сваркой (рис. 5.10, *а*). После нанизывания продольные и поперечные стержни соединяются сваркой с помощью клещей При отсутствии сварочных клещей производится вязка пересечений (в этом случае пространственную жесткость каркасов обеспечивают приваркой дополнительных стержней или планок). При небольшом количестве продольных стержней поперечная арматура может выполняться из одного гнутого стержня (по типу хомута) с контактной точечной сваркой его концов (рис. 5.10, *б*). Стыки концов при этом рекомендуется располагать в разных углах поперечного контура каркаса (вразбежку).

Для сборки и сварки каркасов в зависимости от их конструктивных особенностей применяют, как правило, горизонтальные, вертикальные или линейные установки, оснащенные сварочными клещами для контактной точечной сварки крестообразных пересечений (рис. 5.11).

Предельные размеры ячеек каркаса и диаметров стержней см. в табл. 5.17. Диаметры продольных стержней должны быть не более 40, а поперечных — не более 14 мм.

При отсутствии сварочных клещей каркасы линейных элементов выполняют одним из следующих способов:

плоские сетки соединяют при помощи скоб из стержней класса А-I диаметром более 8 мм посредством дуговой сварки их с поперечными хомутами (рис. 5.12). В колоннах, в балках, работающих на кручение, а также в сжатой зоне балок с учитываемой в расчете сжатой арматурой длина односторонних сварных швов l_s должна быть не менее $3d$ (где d — диаметр хомута) и не менее 30 мм;

плоские сетки соединяют при помощи шпилек с вязкой всех пересечений (рис. 5.13), при этом монтажная жесткость каркаса обеспечивается за счет приварки стержней или планок;

плоские сетки соединяют между собой путем дуговой сварки продольных стержней (рис. 5.14). Длина швов $l_s \geqslant 40$, $h_s = 6$ мм. Такие соединения допускаются при насыщении сечения арматурой не более 3 %;

продольные стержни и гнутые хомуты соединяют вязкой пересечений и приваркой элементов жесткости (рис. 5.15).

Из-за большой трудоемкости изложенные выше способы образования каркасов применяют лишь в виде исключения.

Каркасы для армирования плит и других плоских элементов выполняют следующим образом:

сетки типа «лесенка» объединяют посредством соединительных стержней, привариваемых с помощью сварочных клещей (рис. 5.16);

сетки типа «лесенка» одного направления соединяют при помощи таких же плоских сеток другого направления и меньшей высоты. Пересечения соединяют клещами, а при их отсутствии — вязкой;

каркасы толстых железобетонных монолитных плит образовывают сваркой сеток между собой (рис. 5.17) при помощи точечной или дуговой сварки.

Канаты, пучки

Изделия из проволоки в виде канатов и пучков применяют в качестве напрягаемой арматуры. Наиболее эффективная напрягаемая арматура — канат, состоящий из групп проволок, свитых так, чтобы было исключено их раскручивание.

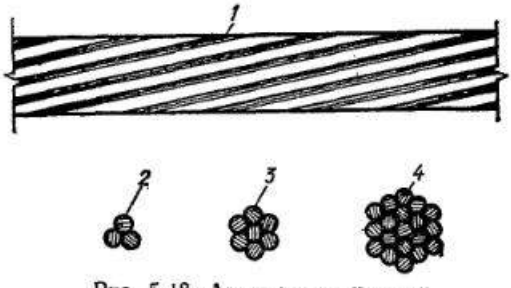


Рис. 5.18. Арматурные канаты:
1 — вид сбоку; *2—4* — сечения 3-; 7- и 19-проволочного каната.

Вокруг центральной прямолинейной проволоки по спирали в одном или в нескольких концентрических слоях располагают проволоки одного диаметра. В процессе изготовления ка-

Таблица 5.18. Сортамент арматурных канатов

Класс каната	Номинальный диаметр каната, мм	Диаметр проволок, мм	Расчетная площадь поперечного сечения каната, см²	Теоретическая масса 1 м длины каната, кг
К-7	4,5	1,5	0,127	0,1
	6	2	0,227	0,173
	7,5	2,5	0,354	0,279
	9	3	0,51	0,402
	12	4	0,906	0,714
	15	5	1,416	1,116
К-19	14	3	1,287	1,02

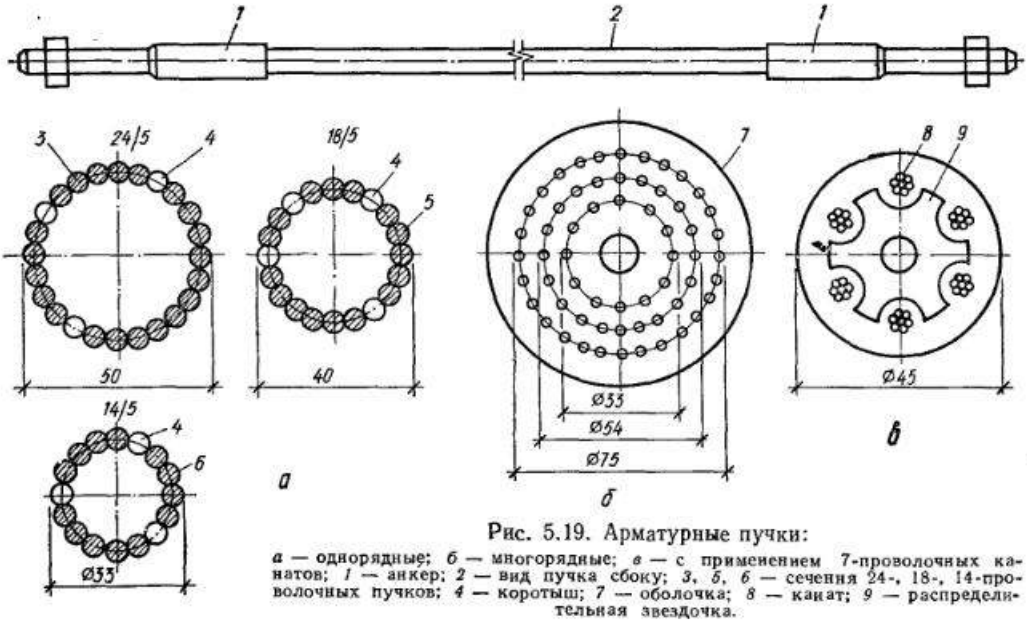


Рис. 5.19. Арматурные пучки:

а — однорядные; *б* — многорядные; *в* — с применением 7-проволочных канатов; *1* — анкер; *2* — вид пучка сбоку; *3*, *5*, *6* — сечения 24-, 18-, 14-проволочных пучков; *4* — коротыш; *7* — оболочка; *8* — канат; *9* — распределительная звездочка.

ната проволоки деформируются и плотно прилегают друг к другу. Наибольшее распространение в настоящее время получили семипроволочные канаты класса К-7 из проволоки диаметром от 1,5 до 5 мм (рис. 5.18). Диаметр каната класса К-7 равен трем диаметрам составляющих проволок. Периодический профиль арматурных канатов обеспечивает их надежное сцепление с бетоном, а большая длина позволяет применять их в длинномерных элементах без стыков.

Арматурные канаты класса К-19 изготовляют из проволок диаметром 3 мм. Применяют их для крупных сооружений в качестве напрягаемой арматуры.

Сортамент канатов (как и сортамент стержней) строится по номинальным диаметрам (табл. 5.18). Номинальный диаметр каната соответствует диаметру окружности, описанной вокруг его сечения.

Арматурные пучки состоят из параллельно расположенных высокопрочных проволок (рис. 5.19).

Для образования пучков применяют отрезки проволочной спирали длиной 60...70 мм, которые ставят по длине пучка на расстоянии, равном примерно 1 м; вокруг спирали размещают от 12 до 24 проволок обычно диаметром 5 мм и обвязывают их вязальной проволокой; диаметр всего пучка в зависимости от количества проволок составляет от 33 до 50 мм. Проволоки располагают по окружности с зазорами, обеспечивающими проникновение цементного раствора внутрь пучка. Расстояния между проволоками во время сборки фиксируют специальными зубчатыми шаблонами, а на концах — анкерными устройствами. В более мощных пучках вместо отдельных проволок применяют параллельно расположенные канаты. Арматурные пучки промышленность не поставляет, их изготовляют на строительных площадках или на предприятиях строительной индустрии.

Расположение арматуры

Защитный слой бетона

Защитный слой бетона для рабочей арматуры обеспечивает совместную работу арматуры с бетоном на всех стадиях работы элемента, а также защиту арматуры от внешних атмосферных, температурных и других воздействий.

Для продольной рабочей арматуры (ненапрягаемой и напрягаемой, натягиваемой на упоры) толщина защитного слоя должна составлять, как правило, не менее диаметра стержня или каната (пучка) и не менее значений, указанных в табл. 5.19.

Для поперечной, распределительной и конструктивной арматуры толщину защитного слоя бетона принимают не менее диаметра стержня и не менее значений, указанных в табл. 5.19.

Для элементов сборных железобетонных конструкций из тяжелого и мелкозернистого бетонов классов *B*22,5 и выше толщину защитного слоя для продольной арматуры допускается принимать на 5 мм меньше диаметра стержня, но не менее величин, указанных в табл. 5.19.

Для железобетонных плит из тяжелого и мелкозернистого бетонов классов *B*20 и выше, изготавливаемых на заводах в металлических формах и защищаемых от коррозии сверху бетонной подготовкой, стяжкой или другими материалами, толщину защитного слоя для верхней арматуры допускается принимать на 5 мм меньше диаметра стержня, но не менее 5 мм.

Таблица 5.19. Толщина защитного слоя бетона

Вид элемента	Толщина или высота сечения, мм	Минимальная толщина защитного слоя, мм
Продольная рабочая арматура		
Плиты, стенки, полки ребристых плит	⩽100	10
	>100	15
Балки, ребра плит	<250	15
	⩾250	20
Колонны	Любая	20
Фундаментные балки, сборные фундаменты и подколонники монолитных фундаментов	»	30
Монолитные фундаменты:		
при наличии бетонной подготовки и устраиваемые на скальном грунте	»	35
при отсутствии бетонной подготовки	»	70
Однослойные элементы из легкого бетона классов *В7,5* и ниже, выполняемые без фактурных слоев	»	20
Наружные стеновые панели и блоки из легкого бетона, формируемые без фактурных слоев в горизонтальном положении со стороны:		
поддона	»	20
противоположной	Любая	25
Наружные стеновые панели и блоки из легкого бетона при наличии фактурных слоев с одной или с двух сторон из цементно-песчаного раствора класса В7,5 на плотном песке	»	20 (вместе с фактурным слоем)
Двух- и трехслойные элементы при расположении рабочей арматуры в слоях из плотного бетона класса В12,5 и выше		10 (в сторону низкопрочного бетона)
Однослойные элементы из ячеистого бетона	»	25
Двухслойные элементы при расположении рабочей арматуры в слое тяжелого бетона	»	20
Поперечная, распределительная и конструктивная арматура		
Элементы из тяжелого бетона, мелкозернистого бетона	<250	10
и легкого бетона классов выше *В7,5*	⩾250	15
Элементы из легкого бетона классов В7,5 и ниже и ячеистого бетона	*Любая*	*15*

Для однослойных плит перекрытий из легкого бетона с предварительно напряженной арматурой в двух взаимно перпендикулярных направлениях толщину защитного слоя назначают в соответствии со специальными техническими условиями.

Толщина защитного слоя для стержневой арматуры (кроме арматуры подошвы фундаментов, а также подколонников), как правило, должна быть не более 50 мм. В защитном слое растянутой зоны сечения толщиной более 50 мм устанавливают конструктивную арматуру в виде сеток, площадь сечения продольной арматуры которых должна быть не менее 0,1 A_s, а шаг поперечной арматуры должен быть не более 400 мм и не должен превышать высоты сечения элемента (здесь A_s — площадь сечения продольной растянутой арматуры, имеющей защитный слой бетона толщиной более 50 мм и установленной у одной грани элемента).

Толщина защитного слоя бетона у концов предварительно напряженных элементов на длине зоны передачи напряжений должна составлять, не менее, для стержневой арматуры классов А-IV (Ат-IV) и ниже, а также для арматурных канатов — 2*d*; Ат-IVС, А-V, Ат-V, А-VI и Ат-VI — 3*d*.

Кроме того, толщина защитного слоя бетона на указанном участке длины элемента должна быть не менее 40 мм для стержневой арматуры всех классов и не менее 20 мм для арматурных канатов и пучков.

Допускается защитный слой бетона для сечений у опоры принимать таким же, как для сечений в пролете в следующих случаях:

для предварительно напряженных элементов с сосредоточенной передачей опорных усилий при наличии стальной опорной детали и косвенной арматуры (сварных поперечных сеток или охватывающих продольную арматуру хомутов);

в плитах, панелях, настилах и опорах ЛЭП при условии постановки у концов дополнительной поперечной арматуры (корытообразных сварных сеток или замкнутых хомутов), при этом диаметр поперечной арматуры должен быть не менее 0,25 диаметра продольной напрягаемой арматуры и не менее 4 мм.

В элементах с продольной напрягаемой арматурой, натягиваемой на бетон и располагаемой в каналах, расстояние от поверхности элемента до поверхности канала принимают не менее 40 мм и не менее ширины канала; указанное расстояние до боковых граней элемента

должно быть, кроме того, не менее высоты канала.

При расположении напрягаемой арматуры в пазах или снаружи сечения элемента толщину защитного слоя бетона, образуемого последующим торкретированием или иным способом, принимают не менее 20 мм.

Для возможности свободной укладки в форму цельных арматурных стержней, сеток или каркасов, идущих по всей длине или ширине изделия, концы этих стержней должны отстоять от грани элемента на расстоянии, мм, не менее:

Сборные плиты перекрытий, стеновые панели пролетом до 12 м, колонны длиной до 18 м и балки длиной до 9 м включительно	10
Сборные колонны длиной более 18 м	15
Прочие сборные элементы длиной до 9 м	10
Монолитные элементы длиной до 6 м при диаметре стержней арматуры до 40 мм	15
Монолитные элементы длиной более 6 м при диаметре стержней до 40 мм и элементы любой длины при диаметре стержней более 40 мм	20

При этом должна обеспечиваться анкеровка стержней на опорах.

В полых элементах кольцевого или коробчатого сечения расстояние от стержней продольной арматуры до внутренней поверхности бетона должно удовлетворять требованиям табл. 5.19.

Для элементов, работающих в агрессивных средах, толщину защитного слоя бетона назначают с учетом требований СНиП II-28-73* «Защита строительных конструкций от коррозии».

При назначении толщины защитного слоя бетона должны также учитываться требования главы СНиП II-2-80 «Противопожарные нормы проектирования зданий и сооружений».

Минимальные расстояния между стержнями арматуры

Расстояния в свету между стержнями арматуры (или оболочками каналов) по высоте и ширине сечения должны обеспечивать совместную работу арматуры с бетоном и назначаться с учетом удобства укладки и уплотнения бетонной смеси, а также с учетом степени местного обжатия бетона, габаритов натяжного оборудования (домкратов, зажимов и т. п.) и концевых технологических анкеров на стержнях.

Расстояния в свету между отдельными стержнями продольной ненапрягаемой либо напрягаемой арматуры, натягиваемой на упоры, между продольными стержнями соседних сварных сеток должны приниматься не менее наибольшего диаметра стержней, а также:

если стержни при бетонировании занимают горизонтальное или наклонное положение, не менее: для нижней арматуры — 25, для верхней — 30 мм; при расположении нижней арматуры более чем в два ряда по высоте расстояния между стержнями в горизонтальном направлении (кроме стержней двух нижних рядов) — не менее 50 мм;

если стержни при бетонировании занимают вертикальное положение — не менее 50 мм; при систематическом контроле фракционного состава заполнителей бетона это расстояние может быть уменьшено до 35 мм, но при этом должно быть не менее полуторакратного наибольшего размера крупного заполнителя.

В элементах или узлах с большим насыщением арматурой или закладными деталями, изготовляемых без применения виброплощадок или вибраторов, укрепленных на опалубке, должны предусматриваться зоны, где свободное расстояние в свету между арматурными стержнями составляет не менее 60 мм для прохождения между арматурными стержнями наконечников глубинных вибраторов, уплотняющих бетонную смесь; расстояние между такими зонами, а также их удаление от граней элемента или узла должно быть не более 500 мм.

При стесненных условиях допускается располагать стержни арматуры попарно без зазора между ними (рис. 5.20). Такие пары стержней при назначении расстояний между ними, при определении длины передачи напряжения или длины анкеровки, а также при расчете по раскрытию трещин, рассматривают как условный стержень диаметром

$$d = \sqrt{d_1^2 + d_2^2 - c_1^2}, \qquad (5.14)$$

где d_1 и d_2 — диаметры сближаемых стержней; c_1 — расстояние в свету между этими стержнями, принимаемое в формуле не более диаметра меньшего стержня.

Расстояния в свету между стержнями периодического профиля принимают по номинальному диаметру без учета выступов и ребер. При компоновке расположения арматуры в сечении со стесненными условиями следует принимать во внимание диаметры стержней с учетом выступов и ребер, а также допускаемые отклонения от номинальных размеров стержней, сварных сеток и каркасов, закладных деталей, формы, расположения арматуры и закладных деталей в сечении.

В элементах с арматурой, размещаемой в каналах и натягиваемой на бетон (за исключением непрерывно армированных элементов), расстояние в свету между каналами для арматуры должно быть, как правило, не менее диаметра канала и не менее 50 мм.

При проволочной арматуре, расположенной в виде пучка, должны предусматриваться зазоры между отдельными проволоками или группами проволок (путем установки спиралей внутри пучка, коротышей в анкерах и т. п.) с размерами, достаточными для прохождения между проволоками пучка цементного раствора или мелкозернистого бетона.

При инъецировании канала через отверстия в анкере проволоки или группы проволок пучка должны располагаться по окружности (рис. 5.21), при этом внутренний диаметр канала должен превышать диаметр пучка не ме-

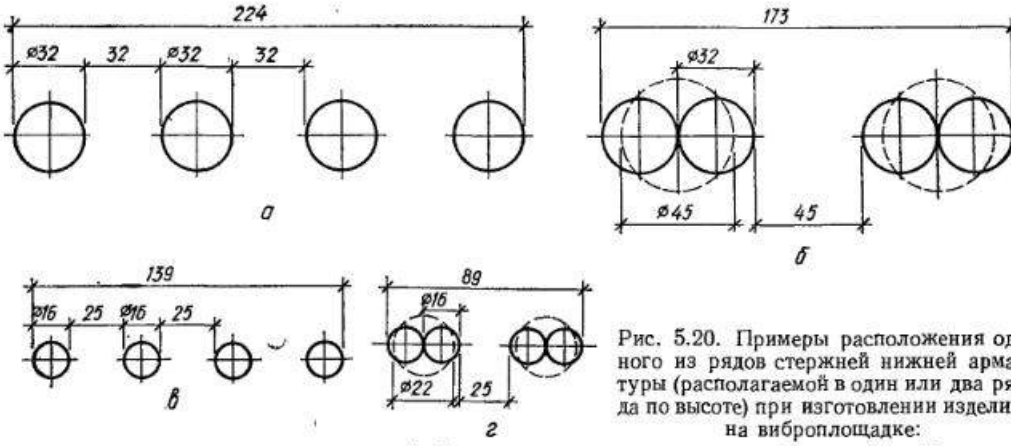


Рис. 5.20. Примеры расположения одного из рядов стержней нижней арматуры (располагаемой в один или два ряда по высоте) при изготовлении изделия на виброплощадке:

а, в — одиночное расположение стержней; *б, г* — расположение пар стержней вплотную. Пунктиром показаны условные стержни, эквивалентные паре сближенных.

нее чем на 5 мм. В других случаях внутренний диаметр канала должен превышать диаметр пучка не менее чем на 15 мм.

Соединения и стыки арматуры

Сварные соединения

Арматура из горячекатаной стали периодического профиля, горячекатаной гладкой стали и обыкновенной арматурной проволоки должна, как правило, изготовляться с применением для соединений стержней контактной сварки — точечной и стыковой, а также в указанных ниже случаях дуговой (ванной и протяженными швами) сварки.

Типы сварных соединений арматуры назначают и выполняют в соответствии с указаниями государственных стандартов и нормативных документов на сварную арматуру и закладные детали для железобетонных конструкций (табл. 5.20). Соединения, не предусмотренные стандартами, допускается выполнять по рабочим чертежам, утвержденным в установленном порядке.

Контактную точечную сварку применяют при изготовлении сварных каркасов, сеток и закладных деталей с нахлесточными соединениями стержней.

Контактную стыковую сварку используют для соединения по длине заготовок арматурных стержней. Диаметр соединяемых стержней при этом должен быть не менее 10 мм.

Контактную сварку стержней диаметром менее 10 мм допускается применять только в заводских условиях при наличии специального оборудования.

Для соединения встык горизонтальных и вертикальных стержней диаметром 20 мм и более при монтаже арматуры и сборных железобетонных элементов рекомендуется предусматривать ванную сварку в инвентарных съемных формах (поз. 3 табл. 5.20). Допускается в тех же условиях применение ванной сварки, ванно-шовной сварки и сварки многослойными швами с остающимися желобчатыми подкладками или накладками.

Сварные стыки арматурных стержней с применением инвентарных форм и других формующих элементов проектируют с учетом следующих требований:

расстояния между стыкуемыми стержнями, а также расстояния от стыкуемых стержней до

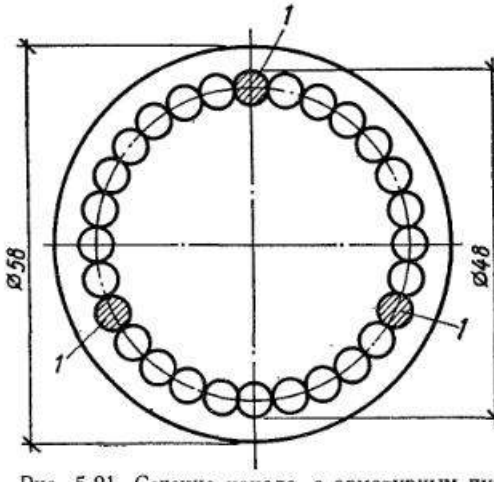
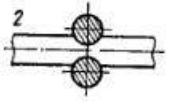
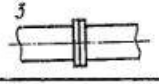
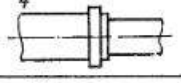
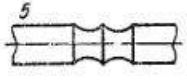
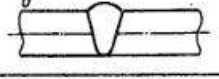


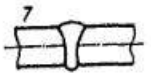
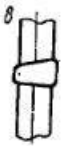
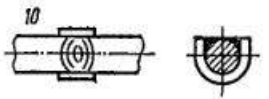
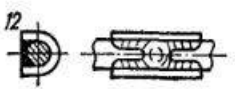
Рис. 5.21. Сечение канала с арматурным пучком из 24 проволок диаметром 5 мм при инъецировании канала раствором через отверстие в анкере:

1 — арматурные коротыши в пучке.

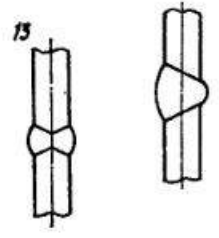
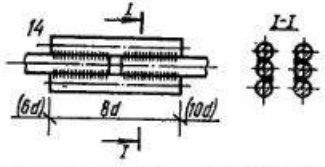
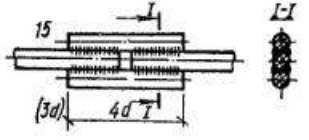
ближайшей грани железобетонного элемента должны назначаться с учетом возможности установки формующих элементов и удаления инвентарных форм. Размеры и способы установки инвентарных форм, желобчатых накладок, подкладок, а также расстояния между стыкуемыми стержнями следует принимать в соответствии с нормативными документами по сварке. Расстояние от торцов стыкуемых выпусков до граней элементов (с учетом защиты бетона от перегрева) — не менее 120 мм (рис. 5.22);

Таблица 5.20. **Сварные соединения арматуры**

Тип соединения	Условное обозначение типа соединения	Схема конструкции соединения	Положение стержней при сварке	Способ сварки	Класс стали	Диаметр стержней, мм	Дополнительные указания
Крестообразное (ГОСТ 14098—68)	КТ-2		Горизонтальное	Контактная точечная	А-I А-II Ас-II А-III Вр-I Ат-IIIС Ат-IVС	6...40 10...80 10...80 6...40 3...5 10...18 10...28	В соединениях типа КТ-2 и КТ-3 отношение меньшего диаметра стержня к большему составляет 0,25...1
	КТ-3		То же	То же	А-I А-II Ас-II А-III Ат-IIIС Ат-IVС	6...40 10...80 10...80 6...40 10...18 10...28	В соединениях типа КТ-3 отношение меньшего диаметра среднего стержня к одному из одинаковых крайних стержней большего диаметра должно быть не менее 0,5 Возможно вертикальное положение стержней, как правило, при сварке подвесными клещами
Стыковое (ГОСТ 14098—68 и ГОСТ 19293—73)	КС-О		Горизонтальное	Контактная стыковая	А-I А-II А-III	10...40 10...80 10...40	
	КС-Р		То же	То же	А-IV А-V Ат-IIIС Ат-IVС	10...32 10...32 10...18 10...28	
	КС-М		»	»	А-II А-III А-IV А-V Ат-IIIС Ат-IVС	10...80 10...40 10...22 10...22 10...18 10...28	
Стыковое (ГОСТ 14098—68)	ВО-Б		»	Ванная одноэлектродная	А-I А-II А-III	20...40 20...40 20...40	Сварка выполняется в инвентарных формах

	ВП-Г		Горизонтальное	Ванная полуавтоматическая под флюсом	А-I А-II А-III	20..40 20...40 20...40	
	ВМ-I		»	Ванная многоэлектродная	А-I А-II А-III	20...40 20...80 20...40	
	ВП-В		Вертикальное	Ванная полуавтоматическая под флюсом	А-I А-II А-III	20...40 20...40 20...40	
	ВМ-2		Горизонтальное	Ванная многоэлектродная	А-I А-II, Ас-II А-III	20...40 20...80 20...40	Рекомендуется также применение одноэлектродной ванной сварки. Сварка выполняется в инвертарных формах
Стыковое	—		»	Ванная одноэлектродная с желобчатой подкладкой	А-I А-II, Ас-II А-III Ат-IIIС Ат-IVС	20...32 20...32 20...32 10...18 10...28	—
Стыковое	—		»	Ванно-шовная с желобчатой накладкой	А-I	20...40	Сварка открытой дугой голой
			Горизонтальное и вертикальное	Полуавтоматическая многослойными швами с желобчатой накладкой	А-II, Ас-II А-III	20...80 20...40	проволокой допускается для стержней диаметром 25...70 мм

Продолжение табл. 5.20

Тип соединения	Условное обозначение типа соединения	Схема конструкции соединения	Положение стержней при сварке	Способ сварки	Класс стали	Диаметр стержней, мм	Дополнительные указания
Стыковое	⇦		Вертикальное	Многослойными швами с желобчатой подкладкой или без нее	A-I A-II Ac-II A-III	20...40 20...80 20...40	Суммарную площадь круглых накладок следует назначать в проекте или рассчитывать по формуле $A_p = A_s \frac{R_s}{R_{sl}} \gamma_l$, где A_p и R_{sl} — общая площадь поперечного сечения и расчетное сопротивление стали накладок; A_s и R_s — площадь поперечного сечения и расчетное сопротивление стали стыкуемого стержня; γ_l — коэффициент, учитывающий условия работы накладок и равный: 1,5 — для арматуры классов A-I и A-II (диаметры 10...40 мм); 2 — для арматуры классов A-II (диаметры 45...80 мм), A-III (диаметры 10...40 мм), а также A-IV и A-V (диаметры 10...22 мм), Ат-IIIC (диаметр 10...18 мм) и Ат-IVC (диаметр 10...28 мм)
Стыковое (ГОСТ 19 293—73)	—		Горизонтальное и вертикальное	Дуговая фланговыми швами	A-I A-II, Ac-II A-III A-IV A-V	10...40 10...80 10...40 10...22 10...22	
			Горизонтальное	Дуговая фланговыми швами	A-I A-II, Ac-II A-III Ат-IIIC Ат-IVC	10...40 10...80 10...40 10...18 10...28	

Нахлесточное	—	16 (6d) 8d	Горизонтальное и вертикальное	Дуговая фланговыми швами	А-I А-II, Ас-II А-III	10...40 10...25 10...25	Допускаются двусторонние фланговые швы длиной $4d$ для соединений стержней из стали классов А-I и Ас-II
Нахлесточное	—	17 (3d) 4d (5d)	То же	То же	А-I А-II, Ас-II А-III А-IV А-V Ат-IIIС Ат-IVС	10...40 10...40 10...40 10...22 10...22 10...18 10...28	—
Нахлесточное (ГОСТ 19292—73)	Н-1	18	Горизонтальное	Контактная рельефная	А-I А-II, Ас-II А-III	6...14 10...14 6...14	—
	Н-2	19	То же	То же	А-I А-II, Ас-II А-III	6...16 10...16 6...16	
Тавровое из плоскости пластины (ГОСТ 19292—73)	Т-1	20	Вертикальное	Под флюсом без присадочного электродного материала	А-I А-II, Ас-II А-III	8...40 10...40 8...40	—

Примечание. На эскизах 14...17 таблицы в скобках указана соответствующая длина швов: $6d$ и $3d$ — для арматуры класса А-I; $10d$ и $5d$ — для арматуры классов А-IV и А-V.

зазоры между стыкуемыми стержнями при дуговой ванной сварке должны выполняться в соответствии с требованиями государственных стандартов и нормативных документов по сварке. При зазорах, превышающих максимально допустимые, стержни разрешается соединять с применением промежуточного элемента-вставки из арматурного стержня того же диаметра и класса, что и стыкуемые стержни. При этом длину вставки l принимают не менее $4d$ и не менее 150 мм (см. рис. 5.22).

Дуговую сварку протяженными швами применяют:

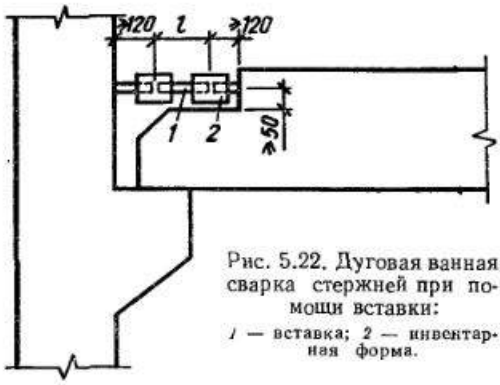


Рис. 5.22. Дуговая ванная сварка стержней при помощи вставки:
1 — вставка; *2* — инвентарная форма.

для соединения стержней арматуры из горячекатаных сталей диаметром более 8 мм между собой и с сортовым прокатом (закладными деталями) в условиях монтажа, а также с анкерными и закрепляющими устройствами;

при изготовлении стальных закладных деталей и для соединения их на монтаже между собой в стыках сборных железобетонных элементов;

для соединения стержней напрягаемой арматуры с анкерными коротышами или петлями, используемыми для натяжения, а после спуска натяжения — с анкерными шайбами или анкерными плитами.

При отсутствии оборудования для контактной сварки допускается применять дуговую сварку в следующих случаях:

при соединении по длине заготовок арматурных стержней из горячекатаных сталей диаметром 8 мм и более;

при выполнении сварных соединений, рассчитываемых по прочности, в сетках и каркасах с обязательными дополнительными конструктивными элементами в местах соединения стержней продольной и поперечной арматуры (косынки, лапки, крюки и т. п.);

при выполнении не рассчитываемых по прочности крестовых соединений арматурных сеток из стержней диаметром 8 мм и более.

Сварные стыки горячекатаной арматуры рекомендуется располагать вразбежку или в зонах действия незначительных моментов. Допускается стыкование стержней сваркой в любом сечении по длине изделия. Стыки, осуществляемые дуговой сваркой, следует располагать таким образом, чтобы они не препятствовали бетонированию, т. е. устраивать их в местах, менее насыщенных арматурой, избегать устройства нескольких стыков в одном сечении и т. п.

Стыки арматуры внахлестку (без сварки)

Стыки рабочей арматуры внахлестку применяют при стыковании как сварных, так и вязаных каркасов и сеток. При этом диаметр рабочей арматуры в элементах из тяжелого и мелкозернистого бетонов должен быть не более 36 мм, в элементах из легкого бетона класса $B12{,}5$ — не более 25 мм, а в элементах из легкого бетона классов $B15$ и выше — не более 32 мм.

Стыки стержней рабочей арматуры внахлестку не рекомендуется располагать в растянутой зоне изгибаемых и внецентренно-растянутых элементов в местах полного использования несущей способности арматуры. Такие стыки не допускаются в линейных элементах, сечение которых полностью растянуто (например, в затяжках арок), а также во всех случаях применения стержневой арматуры класса А-IV (Ат-IV) и выше.

Стыкуемые стержни по возможности должны соприкасаться между собой. Если вплотную их уложить невозможно, то между ними допускается зазор, не превышающий $4d$.

Расстояние между двумя смежными стыками в одном поперечном сечении железобетонного элемента должно быть не менее $2d$ и не менее 30 мм (рис. 5.23, *в*).

В поперечном сечении элемента стыки рекомендуется располагать симметрично.

Стыки растянутой или сжатой рабочей арматуры, а также сварных сеток и каркасов в рабочем направлении должны иметь длину нахлестки не менее величины l_{ov}, определяемой по формуле

$$l_{ov} = \left(\omega_{ov}\frac{\sigma_s}{R_b} + \Delta\lambda_{ov}\right)d, \qquad (5.15)$$

где σ_s — напряжения в арматуре в месте стыка внахлестку с наиболее напряженной стороны.

Значения ω_{ov} и $\Delta\lambda_{ov}$, а также минимальные значения l_{ov} и λ_{ov} для определения длины стыка арматурных стержней внахлестку приведены в табл. 5.21.

В случае спаренного расположения стержней длину нахлестки устанавливают по формуле (5.15), принимая значение $d = d'$, где d' — диаметр условного стержня, определяемый по формуле (5.14). Относительная длина нахлестки $\lambda_{ov} = l_{ov}/d$ в зависимости от прочности бетона и напряжений в арматуре приведена в табл. 5.22.

Стыки сварных сеток и каркасов, а также растянутых вязаных каркасов и сеток внахлестку без сварки должны, как правило, по длине элемента располагаться вразбежку. При этом площадь стержней, стыкуемых в одном месте или на расстоянии менее длины нахлестки l_{ov}, должна составлять не более 50 % общей площади сечения растянутой арматуры при стерж-

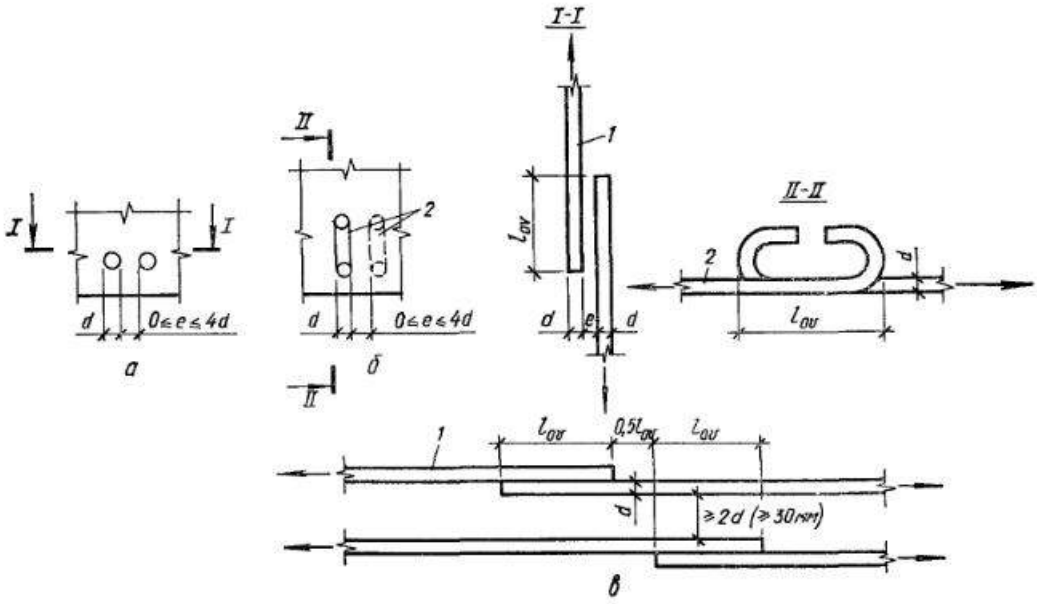


Рис. 5.23. Конструирование стыков стержней продольной рабочей арматуры внахлестку (без сварки):

а, б — положение стыкуемых стержней в поперечном сечении железобетонного элемента; *1* — стержни периодического профиля; *2* — гладкие стержни.

ниях периодического профиля и не более 25 % при гладких стержнях.

Стыкование отдельных стержней, сварных сеток и каркасов без разбежки допускается при конструктивном армировании (без расчета), а также на тех участках, где арматура используется не более чем на 50 %.

Продольное смещение осей стыков должно быть не менее $1{,}5l_{ov}$ (см. рис. 5.23, *в*).

Гладкие стержни в стыке должны заканчиваться крюками (см. рис. 5.23, *б*). Стержни периодического профиля могут иметь прямые концы или лапки. Допускается стыковать стержни, заканчивающиеся петлями.

При стыковании растянутых стержней без сварки в зоне нахлестки требуется устанавливать дополнительную поперечную арматуру в случаях, когда:

диаметр стыкуемых рабочих стержней более 10 мм;

расстояние между стержнями в поперечном сечении элемента менее $R_s d/30R_{bt}$ (здесь d — наименьший диаметр стыкуемых стержней, см).

Площадь сечения дополнительной поперечной арматуры, устанавливаемой в пределах стыка, должна быть не менее $0{,}5A_s$, где A_s — площадь всех стыкуемых продольных стержней.

Дополнительную поперечную арматуру можно ставить в виде хомутов, спиралей или подвесок из корытообразно согнутых сварных сеток, заведенных в сжатую зону (рис. 5.24). Расположение поперечной арматуры при петлевых стыках показано на рис. 5.25.

Стыки сварных сеток в направлении рабочей арматуры класса А-I следует выполнять таким образом, чтобы в каждой из стыкуемых в растянутой зоне сеток на длине нахлестки располагалось не менее двух поперечных стержней, приваренных ко всем продольным стержням (рис. 5.26).

Диаметр поперечных анкерующих стержней должен быть не менее одной трети диаметра продольного анкеруемого стержня и не менее величин, указанных в табл. 5.9.

Стыки сварных сеток в направлении рабочей арматуры периодического профиля классов

Таблица 5.21. **Параметры для определения длины стыка арматуры внахлестку**

Условия работы	Арматура							
	периодического профиля				гладкая			
	ω_{ov}	$\Delta\lambda_{ov}$	λ_{ov}	l_{ov}, мм	ω_{ov}	$\Delta\lambda_{ov}$	λ_{ov}	l_{ov}, мм
			не менее				не менее	
Стык в растянутом бетоне	0,9	11	20	250	1,55	11	20	250
Стык в сжатом бетоне	0,65	8	15	200	1	8	15	200

Таблица 5.22. **Относительная длина нахлестки**

Условия работы	Класс арматуры	$\frac{\sigma_s}{R_s}$	Класс бетона												
			B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
В растянутом бетоне $l_{ov} \geqslant 250$ мм	A-I	1	—	—	56	47	40	34	30	28	26	24	23	23	22
		0,7	—	—	42	36	31	27	24	23	22	20	20	20	20
		0,5	—	—	33	29	25	22	20	20	20	20	20	20	20
	A-II Ac-II	1	—	—	44	38	32	28	25	23	22	21	20	20	20
		0,7	—	—	34	30	26	23	21	20	20	20	20	20	20
		0,5	—	—	27	24	22	20	20	20	20	20	20	20	20
	A-III	1	—	—	53	45	38	32	29	27	25	23	22	22	21
		0,7	—	—	41	35	29	26	23	22	21	20	20	20	20
		0,5	—	—	32	28	24	21	20	20	20	20	20	20	20
В сжатом бетоне $l_{ov} \geqslant 200$ мм	A-I	1	55	45	37	32	26	23	20	19	18	17	16	16	15
		0,7	41	34	28	24	21	18	16	16	15	15	15	15	15
		0,5	31	26	22	20	18	15	15	15	15	15	15	15	15
	Ac-II	1	47	39	32	28	23	20	18	17	16	15	15	15	15
		0,7	35	30	25	22	19	16	15	15	15	15	15	15	15
		0,5	27	23	20	18	16	15	15	15	15	15	15	15	15
	A-III	1	57	47	38	32	27	23	21	18	18	17	16	16	15
		0,7	42	35	29	25	21	18	17	16	15	15	15	15	15
		0,5	32	27	23	20	18	15	15	15	15	15	15	15	15

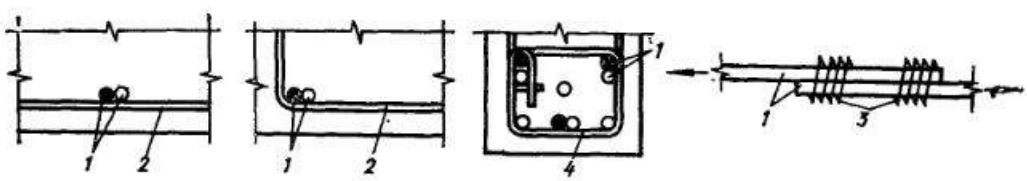


Рис. 5.24. Установка дополнительной поперечной арматуры в зоне стыкования растянутых стержней внахлестку без сварки:

1 — стыкуемые стержни; *2* — участки хомута, используемые в качестве поперечной арматуры стыка; *3* — спирали; *4* — специальные хомуты, устанавливаемые в зоне стыка стержней диаметром более 28 мм.

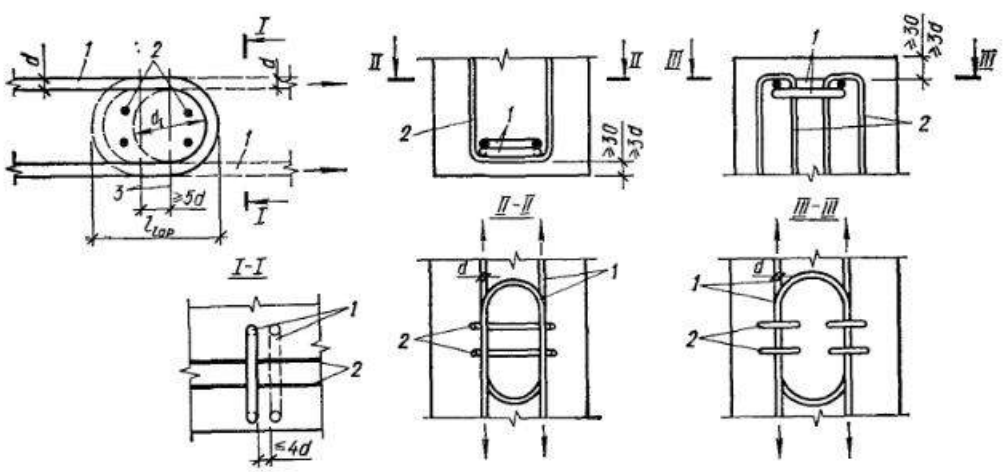


Рис. 5.25. Установка дополнительной поперечной арматуры в зоне стыков внахлестку стержней с петлями:

1 — стыкуемые стержни с петлями на концах; *2* — поперечная арматура стыка; *3* — ось центра петли.

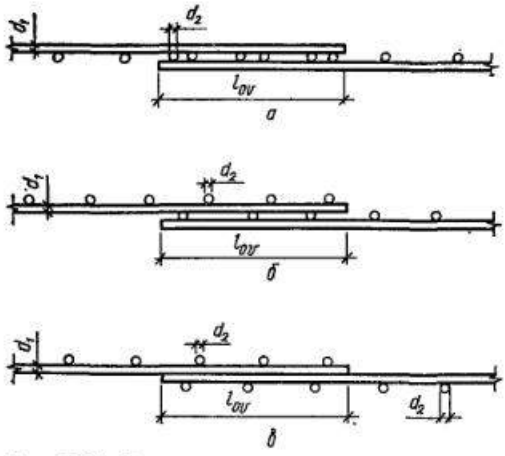


Рис. 5.26. Стыки сварных сеток внахлестку (без сварки) в направлении рабочей арматуры из гладких стержней:

а — распределительные поперечные стержни расположены в одной плоскости; *б, в* — то же, в разных плоскостях; $d_2 \geqslant 1/3d_1$.

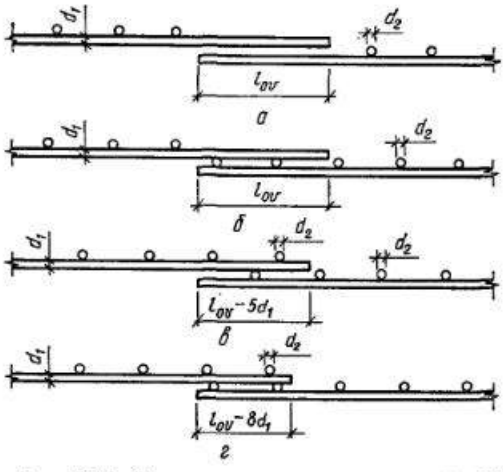


Рис. 5.27. Стыки сварных сеток внахлестку (без сварки) в направлении рабочей арматуры из стержней периодического профиля:

а, б — поперечные стержни в пределах стыка отсутствуют в обеих сетках или только в одной; *в, г* — при одном или двух анкерующих поперечных стержнях в пределах стыка; $d_2 \geqslant 1/3\ d_1$.

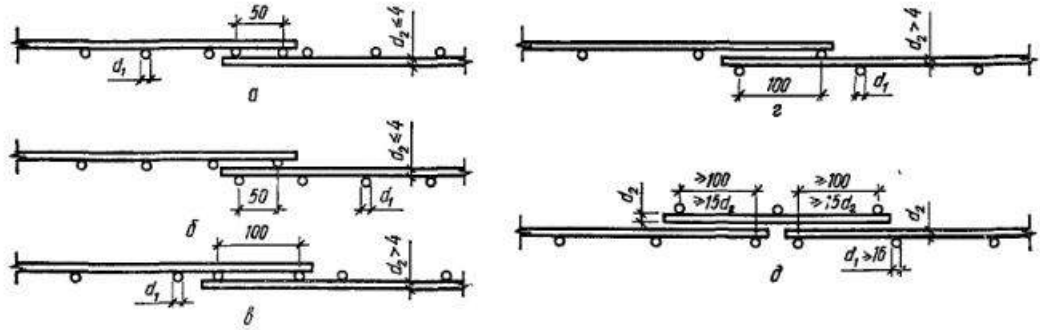


Рис. 5.28. Стыки сварных сеток в нерабочем направлении (в направлении распределительной арматуры):

а, б — при диаметре распределительной арматуры до 4 мм включительно; *в, г* — при диаметре распределительной арматуры более 4 мм; *д* — при диаметре рабочей арматуры 16 мм и более.

А-II, Ас-II и А-III можно выполнять без поперечных стержней в пределах стыка (рис. 5.27).

Длину нахлестки сварных сеток с гладкой рабочей арматурой при наличии двух приваренных анкерующих стержней на длине нахлестки или с рабочей арматурой периодического профиля без анкерующих поперечных стержней определяют по формуле (5.15).

При приварке поперечных анкерующих стержней к рабочим стержням периодического профиля сварных сеток длина нахлестки, определенная по формуле (5.15), может быть уменьшена на $5d$ — при одном поперечном анкерующем стержне и на $8d$ — при двух анкерующих стержнях.

Во всех случаях длина нахлестки должна быть не менее $15d$ в растянутом и $10d$ — в сжатом бетоне.

При стыковании каркасов в одном сечении с помощью вспомогательных стержней, соединяющихся внахлестку с продольными стержнями каркасов, в линейных элементах (например, сваях) допускается полное использование рабочей арматуры каркаса.

Устройство стыков сварных сеток внахлестку без сварки в нерабочем направлении допускается в железобетонных элементах из тяжелого и мелкозернистого бетонов, легкого и ячеистого бетонов независимо от их класса (рис. 5.28).

Сварные сетки в нерабочем направлении допускается укладывать впритык без нахлестки и без дополнительных стыков сеток в следующих случаях:

при укладке сварных полосовых сеток в двух взаимно перпендикулярных направлениях;

при наличии в местах стыков дополнительного конструктивного армирования в направлении распределительной арматуры.

При стыковании внахлестку сварных каркасов в балках на длине стыка независимо от

диаметра рабочих стержней ставят дополнительную поперечную арматуру в виде хомутов или корытообразных согнутых сварных сеток. Площадь сечения этой арматуры должна составлять не менее $0{,}5A_s$, а шаг дополнительных поперечных стержней в пределах стыка должен быть не более $5d$, где d — наименьший диаметр продольных рабочих стержней, A_s — площадь поперечного сечения рабочей продольной арматуры. Эти указания относятся и к стыкованию вязаных каркасов.

При стыковании внахлестку сварных (и вязаных) каркасов центрально- и внецентренно-сжатых элементов (например, колонн) в пределах стыка ставят дополнительные хомуты на расстоянии не более $10d$.

Анкеровка арматуры

В элементах железобетонных конструкций совместная работа арматуры с бетоном обеспечивается силами сцепления по поверхности контакта между арматурой и бетоном. Для того чтобы арматурные стержни могли работать с полным расчетным сопротивлением, необходимо обеспечить надлежащую анкеровку арматуры, осуществляемую путем соответствующего перепуска ее за рассматриваемое сечение. Анкеровку можно осуществлять также с помощью специальных анкерующих устройств по концам арматуры и поперечных анкерных стержней.

Длина анкеровки зависит от диаметра и профиля стержней, расчетного сопротивления арматурной стали, вида и прочности бетона, напряженного состояния окружающего стержень бетона и других факторов.

Анкеровка ненапрягаемой арматуры

В железобетонных элементах из тяжелого мелкозернистого и легкого бетонов анкеровку ненапрягаемой арматуры осуществляют одним из следующих способов или их сочетанием (рис. 5.29): сцеплением прямых стержней с бетоном; крюками или лапками; петлями; приваркой поперечных стержней; особыми приспособлениями (анкерами).

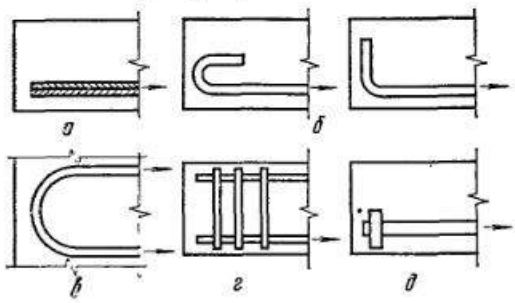


Рис. 5.29. Анкеровка арматуры:
а — сцепление прямых стержней с бетоном; *б* — крюками и лапками; *в* — петлями; *г* — приваркой поперечных стержней; *д* — особыми приспособлениями (анкерами).

Анкеровка за счет сцепления прямых стержней с бетоном допускается только для арматуры периодического профиля. При этом следует иметь в виду, что прочность сцепления возрастает с увеличением эффективности профиля поверхности, с повышением прочности бетона, а также при наличии поперечного сжатия. И, наоборот, требуется бо́льшая длина анкеровки с повышением прочности (класса) арматуры, с увеличением диаметра стержня, а также при наличии поперечного растяжения.

На длине анкеровки должен быть достаточный защитный слой бетона и в некоторых случаях, особенно при стержнях диаметром 16 мм и более, поперечное армирование.

Устройство лапок допустимо только для стержней периодического профиля. Для гладких стержней нужно предусматривать полукруглые крюки. Крюки и лапки на концах стержней должны выполняться в соответствии с рис. 5.2.

Анкеровку петлями можно применять как для гладких стержней, так и для стержней периодического профиля. При этом анкером считают такую петлю, у которой оба стержня (оба конца) растянуты в одинаковой степени. Диаметр петли определяют по формуле (5.13) или по табл. 5.5.

Поперечные стержни или специальные приспособления для анкеровки отдельных стержней применяют, если анкеровка сцеплением, крюками или петлями недостаточна.

Стержни периодического профиля, а также гладкие арматурные стержни в сварных каркасах и сетках выполняют, соответственно, без лапок и крюков. Растянутые гладкие стержни вязаных каркасов и вязаных сеток должны заканчиваться полукруглыми крюками или петлями.

Продольные стержни растянутой и сжатой арматуры должны быть заведены за нормальное к продольной оси элемента сечение, в котором они учитываются с полным расчетным сопротивлением, на длину не менее l_{an}, определяемую по формуле

$$l_{an} = \frac{\left(\omega_{an}\frac{R_s}{R_b} + \Delta\lambda_{an}\right)d}{\varphi_0}, \qquad (5.16)$$

но не менее $l_{an} = \lambda_{an}d$, где значения ω_{an}, $\Delta\lambda_{an}$ и λ_{an}, а также допускаемые минимальные величины l_{an} определяются по табл. 5.23. При этом растянутые гладкие арматурные стержни должны заканчиваться крюками или иметь приваренную поперечную арматуру на длине заделки. Независимо от этого должно выполняться условие (3.289).

В формуле (5.16) φ_0 — коэффициент, принимаемый равным: при заделке и стыках арматуры в растянутом и ненапряженном бетоне — 1; при равномерно распределенной эпюре сжимающих напряжений в бетоне σ_b, перпендикулярных к арматуре и распределенных по всей длине анкеровки, φ_0 определяют по формуле

$$\varphi_0 = 1 + 1{,}6\frac{\sigma_b}{R_b}\left(1 - \frac{\sigma_b}{R_b}\right); \qquad (5.17)$$

при неравномерном распределении напряжений по длине анкеровки арматуры φ_0 принимают

Таблица 5.23. **Параметры для определения длины зоны анкеровки ненапрягаемой арматуры**

Условия работы арматуры	Поверхность арматуры							
	периодического профиля				гладкая			
	ω_{an}	$\Delta\lambda_{an}$	λ_{an}	l_{an}, мм	ω_{an}	$\Delta\lambda_{an}$	λ_{an}	l_{an}, мм
			не менее				не менее	
Заделка растянутой арматуры в растянутом бетоне	0,7	11	20	250	1,2	11	20	250
Заделка сжатой или растянутой арматуры в сжатом бетоне	0,5	8	12	200	0,8	8	15	200

равным среднему значению, определенному по формуле (5.17), в диапазоне изменения напряжений от σ_{max} до σ_{min}.

Напряжения в бетоне определяют как для упругого материала от постоянно действующих нагрузок без учета коэффициентов надежности по нагрузке.

В элементах из мелкозернистого бетона вида Б значения l_{an}, определенные по формуле (5.16), должны быть увеличены: для растянутого бетона — на $10d$, для сжатого — на $5d$.

В случае, когда анкеруемые стержни поставлены с запасом по площади сечения против требуемой расчетом по прочности, при определении l_{an} по формуле (5.16) значения R_s умножают на величину, равную отношению необходимой по расчету и фактической площади сечения арматуры.

Если в соответствии с расчетом вдоль анкеруемых стержней образуются трещины от растяжения бетона, то стержни должны быть заделаны в сжатую зону бетона на длину l_{an}, определяемую по формуле (5.16)

При невозможности выполнения приведенных выше требований в отношении анкеровки должны быть приняты следующие меры (при этом величина l_{an} должна быть не менее $10d$):

а) постановка косвенной арматуры в виде сварных поперечных сеток или охватывающих продольную арматуру хомутов; в этом случае длина зоны анкеровки l_{an}, определенная по формуле (5.16), может быть уменьшена путем деления коэффициента ω_{an} на величину $1 + 12\mu_{s,xy}$ и уменьшения коэффициента $\Delta\lambda_{an}$ на величину $10\sigma_b/R_b$, где $\mu_{s,xy}$ — объемный коэффициент армирования, определяемый при сварных сетках по формуле (3.186), а при охватывающих продольную арматуру хомутах — по формуле

$$\mu_{s,xy} = \frac{A_{w1}}{2as_w}, \qquad (5.18)$$

где A_{w1} — площадь сечения огибающего хомута, расположенного у граней элемента; a — расстояние от равнодействующей усилий в растянутой продольной арматуре (при арматуре одного класса — расстояние от центра тяжести площади поперечного сечения арматуры) до ближайшей грани сечения.

Напряжение обжатия бетона на опоре σ_b определяют делением опорной реакции на площадь опирания элемента и принимают не более $0{,}5R_b$.

Косвенное армирование распределяют по длине зоны анкеровки от торца элемента ближайшей к опоре расчетной нормальной трещины.

Если имеется и косвенное армирование и поперечное обжатие от внешней нагрузки, то l_{an} определяют из двух условий: первое — с учетом эффекта обжатия внешней нагрузкой по формуле (5.16) и (5.17), но без учета косвенного армирования, второе — с учетом эффекта обжатия, вызванного наличием косвенной арматуры, но при $\varphi_0 = 1$. При этом принимают меньшую величину l_{an};

б) устройство на концах стержней специальных анкеров в виде пластин, гаек, уголков, высаженных головок и т. п. (рис. 5.30). В этом случае площадь контакта анкера с бетоном из условия прочности бетона на смятие должна быть не менее $N_{an}/2{,}5R_b$, где N_{an} — усилие, приходящееся на анкеруемый стержень; толщина анкерующей пластины должна быть не менее $^1/_5$ всей ее ширины (диаметра) и удовлетворять условиям сварки (см. табл. 6.38), длину заделки стержня определяют расчетом на выкалывание [см. формулу (3.411)] и принимают не менее $10d$;

в) отгиб анкеруемого стержня на 90° по дуге круга (рис. 5.31); на отогнутом участке ставят дополнительные хомуты против разгибания стержней;

г) приварка на длине заделки не менее двух поперечных анкерующих стержней диаметром не менее 0,5 диаметра продольных стержней; в этом случае длина анкеровки l_{an}, определенная по формуле (5.16), для стержней периодического профиля может быть уменьшена на $5d$, а гладкие стержни можно выполнять без крюков (рис. 5.32, *а*).

Для обеспечения анкеровки всех продольных стержней арматуры, заводимых за грань опоры, для крайних свободных опор изгибаемых элементов необходимо выполнять следующие требования:

а) если соблюдается условие (3.276), длина запуска растянутых стержней за внутреннюю грань свободной опоры l_{an} должна составлять не менее $5d$. В сварных сетках и каркасах с продольной рабочей арматурой из гладких стержней к каждому растянутому продольному стержню на длине l_{an} должен быть приварен хотя бы один поперечный (анкерующий)

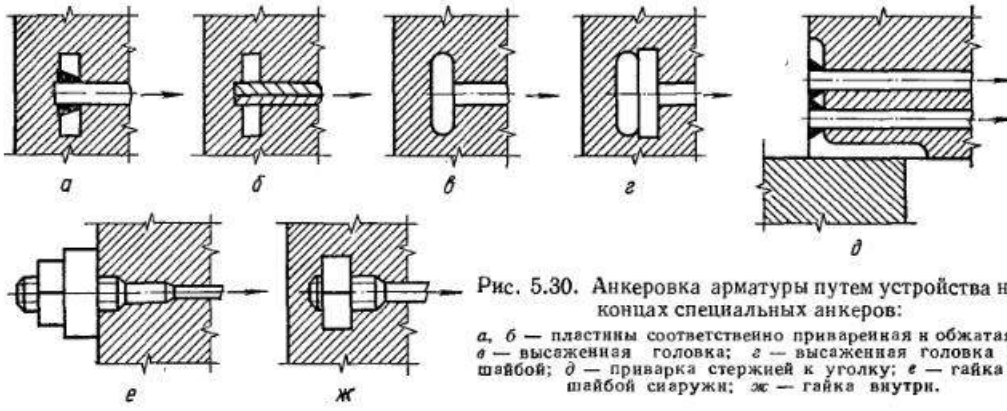


Рис. 5.30. Анкеровка арматуры путем устройства на концах специальных анкеров:

а, б — пластины соответственно приваренная и обжатая; *в* — высаженная головка; *г* — высаженная головка с шайбой; *д* — приварка стержней к уголку; *е* — гайка с шайбой снаружи; *ж* — гайка внутри.

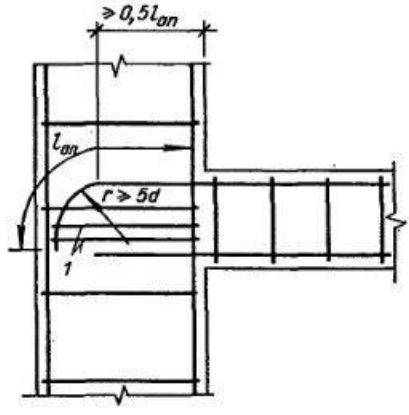


Рис. 5.31. Анкеровка арматуры отгибом:

1 — дополнительные хомуты, препятствующие разгибанию стержня.

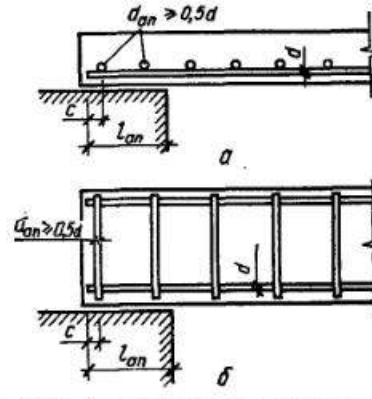


Рис. 5.32. Дополнительная анкеровка арматуры поперечными анкерующими стержнями:

а — в плитах; *б* — в балках

стержень, расположенный от конца каркаса (сетки) на расстоянии $c \geqslant 15$ мм при $d \leqslant 10$ мм и $c \geqslant 1{,}5d$ при $d > 10$ мм (рис. 5.32, *а*).

Диаметр анкерующего стержня d_{an} в балках и ребрах должен быть не менее половины диаметра продольных стержней;

б) если условие (3.276) не соблюдается, длина запуска стержней за внутреннюю грань свободной опоры l_{an} должна быть не менее $10d$. В случае применения гладких стержней, на длине l_{an}, к каждому продольному стержню следует приваривать не менее двух поперечных (анкерных) стержней диаметром $d_{an} \geqslant 0{,}5d$; при этом расстояние от крайнего стержня до конца сетки или каркаса должно быть не более указанных выше величин c (рис. 5.32, *б*).

Длину запуска стержней за внутреннюю грань опоры уменьшают против требуемой пп. а) и б), если величина $l_{an} < 10d$, и принимают равной l_{an}, но не менее $5d$.

В однослойных железобетонных изгибаемых элементах из ячеистого бетона концы стержней продольной рабочей арматуры (в сварных сетках) на опорах указанных элементов должны быть заанкерены при помощи приваренных к ним поперечных стержней. Количество и диаметр анкерующих поперечных стержней определяют в соответствии с указаниями «Руководства по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из ячеистых бетонов». Найденное по расчету число анкерующих поперечных стержней должно быть размещено на участках от торца элемента до начала наиболее опасной наклонной трещины (рис. 5.33). При этом расстояние в свету между поперечными анкерующими стержнями должно составлять не менее 50 мм, расстояние от начала опасной наклонной трещины до ближайшего расчетного анкерующего стержня — не менее 100 мм (см. рис. 5.33).

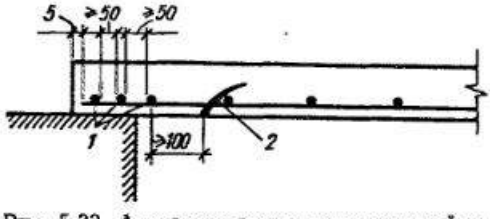


Рис. 5.33. Анкеровка растянутых стержней арматуры на опорах плит из ячеистого бетона:

1 — расчетные анкерующие стержни; *2* — наклонная трещина.

Длина опорного участка балок и плит должна быть не менее 0,01 их длины и не менее 5 см.

Если по расчету установка поперечных анкерующих стержней не требуется, то по конструктивным требованиям к каждому продольному стержню должен быть приварен хотя бы один поперечный анкерующий стержень.

При невозможности выполнить указанные выше требования, а также для повышения степени надежности заделки концов растянутых рабочих стержней (если это требование по расчету), на их концах должны быть предусмотрены специальные анкеры, устанавливаемые из расчета на смятие бетона под анкерами.

Для обеспечения анкеровки всех продольных стержней арматуры, заводимых за грань опоры, на крайних свободных опорах изгибаемых элементов необходимо выполнять следующие требования:

если соблюдается условие (3.276), длина запуска растянутых стержней за внутреннюю грань свободной опоры должна составлять не менее $5d$ и не менее 5 см;

если условие (3.276) не соблюдается, длина запуска стержней за внутреннюю грань свободной опоры должна быть не менее $10d$.

Анкеровка напрягаемой арматуры

Анкеровку напрягаемой арматуры в бетоне во многих случаях осуществляют за счет сцепления арматуры с бетоном. При отсутствии или недостаточности сил сцепления анкеровку выполняют с помощью специальных анкерных устройств, которые должны обеспечивать надежную заделку арматуры в бетоне на всех стадиях ее работы.

При применении в качестве напрягаемой рабочей арматуры высокопрочной арматурной проволоки периодического профиля, арматурных канатов однократной свивки, стержневой арматуры периодического профиля, натягиваемой на упоры, установка постоянных анкеров у концов элемента не требуется.

Установка анкеров у концов арматуры обязательна для арматуры, натягиваемой на бетон, а также для арматуры, натягиваемой на упоры, при недостаточном сцеплении с бетоном (гладкой проволоки, многопрядных канатов), а также если не обеспечено отсутствие трещин на длине зоны передачи напряжений.

Тип анкера выбирают исходя из производственных возможностей и вида арматуры.

Для стержневой арматуры рекомендуется применять технологические или постоянные анкеры в виде:

высаженных головок (рис. 5.34, *а*) — для арматуры классов А-IV, А-V и А-VI;

обжатых шайб (табл. 5.24 и рис. 5.34, *б*) — для арматуры классов А-IV, А-V, А-VI, Ат-IVС, Ат-IVК, Ат-V и Ат-VI;

приваренных коротышей (рис. 5.34, *в*) — для арматуры классов А-IV, А-V и А-VI.

Для арматурных канатов следует использовать временные анкеры в виде инвентарных цанговых зажимов на один канат каждый (табл. 5.25) При назначении расстояний между осями натягиваемых стержней следует учитывать габариты анкерных устройств.

Для арматурной проволоки класса Вр-I, натягиваемой на упоры в виде пакетов, используют унифицированные напрягаемые арматурные элементы (УНАЭ), основные параметры которых приведены на рис. 5.35. Эти элементы обозначают

$$\frac{\text{УНАЭ-}n}{\text{Вр-II-5}} \cdot \frac{A}{N},$$

где n — количество проволок в элементе; A — площадь поперечного сечения, мм²; N — суммарное разрывное усилие, кН, определяемое по нормативному сопротивлению.

Элементы УНАЭ можно группировать по несколько штук и натягивать с помощью общего захватного устройства групповым способом.

Для арматурных пучков, натягиваемых на бетон, применяют конические анкеры (анкеры в виде колодок и конусных пробок), анкеры с высаженными на проволоках головками и др.

Конические анкеры для одно- и многопрядных арматурных пучков выполняют из заделанной в торец элемента колодки с коническим

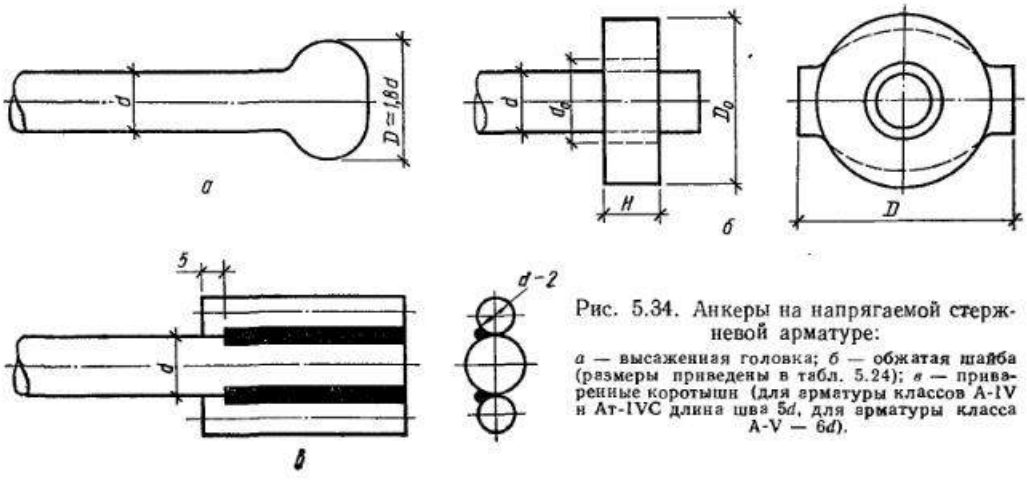


Рис. 5.34. Анкеры на напрягаемой стержневой арматуре:

а — высаженная головка; *б* — обжатая шайба (размеры приведены в табл. 5.24); *в* — приваренные коротыши (для арматуры классов А-IV и Ат-IVС длина шва $5d$, для арматуры класса А-V — $6d$).

Таблица 5.24. **Анкеры в виде обжатых шайб для напрягаемой стержневой арматуры**

Диаметр арматуры d, мм	Диаметр шайбы до опрессовки, мм		Высота шайбы до опрессовки, мм, для арматуры класса			Больший размер шайбы после опрессовки D, мм
	внутренний d_0	наружный D_0	Ат-IVС, Ат-IVК, А-IV	Ат-V, А-V	А-VI, Ат-VI	
10	13	30	8	10	11	35
12	15	32	8	11	14	37
14	17	32	10	13	17	37
16	20	36	11	15	19	42
18	22	36	13	17	21	42
20	24	40	14	19	23	47
22	26	42	16	21	25	49

отверстием для последующей инъекции раствора.

Длину заготовки проволоки, см, для пучка с коническими анкерами определяют по формулам (рис. 5.36):

при натяжении двумя домкратами

$$L = l + 2l_1 + 30;$$

при натяжении одним домкратом

$$L = l + l_1 + 30,$$

где L — общая длина заготовки; l — длина канала в железобетонном элементе; l_1 — расстояние от торца опорной головки домкрата до задней стороны клиновой обоймы.

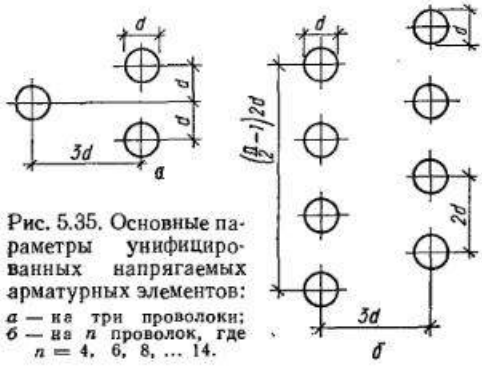


Рис. 5.35. Основные параметры унифицированных напрягаемых арматурных элементов:
а — на три проволоки;
б — на n проволок, где $n = 4, 6, 8, \ldots 14$.

В конструкциях с арматурой криволинейного очертания анкерные устройства целесообразно размещать на торцах элемента без увеличения толщины нижнего защитного слоя бетона. В этом случае пучки или стержни арматуры располагают по высоте поперечного сечения элемента с учетом размещения анкерных и натяжных устройств на торцах элемента.

При применении напрягаемой арматуры с анкерами необходимо обеспечить надежную передачу сосредоточенных усилий натяжения на бетон в месте расположения анкера.

Если при проектировании предусматривают обрыв арматуры в пределах длины элемента, ее анкеры рекомендуется располагать в зоне сечения, сжатой от действия внешней нагрузки.

В случае расположения анкеров в зоне, работающей от внешней нагрузки на растяжение, должна быть предусмотрена постановка арматуры, воспринимающей усилия в сечениях, примыкающих к месту обрыва напрягаемой арматуры.

При размещении анкеров на арматуре следует учитывать их перемещение при удлинении арматуры в процессе ее натяжения на упоры

Таблица 5.25. **Анкеры в виде цанговых зажимов (МРТУ 7-17-67) для арматурных канатов**

Характеристики	Зажимы марок		
	4,5-6-2	5-9-2	12-15-2
Диаметр натягиваемой арматуры, мм	4,5...6	4...9	12...15
Наружный диаметр зажима, мм	26	40	56

Таблица 5.26. **Параметры для определения длины зоны анкеровки напрягаемой арматуры, применяемой без специальных анкеров**

Вид и класс арматуры	d, мм	ω_p	$\Delta\lambda_p$
Стержневая арматура периодического профиля независимо от класса	Независимо от диаметра	0,25	10
Высокопрочная арматурная проволока периодического профиля класса Вр-II	5	1,40	40
	4	1,40	50
	3	1,40	60
Арматурные канаты класса:			
К-7	15	1,00	25
	12	1,10	25
	9	1,25	30
	7,5...4,5	1,40	40
К-19	14	1,00	25

Примечание. Для элементов из легкого бетона классов $B7{,}5 \ldots B12{,}5$ значения ω_p и $\Delta\lambda_p$ увеличивают в 1,4 раза против приведенных в настоящей таблице.

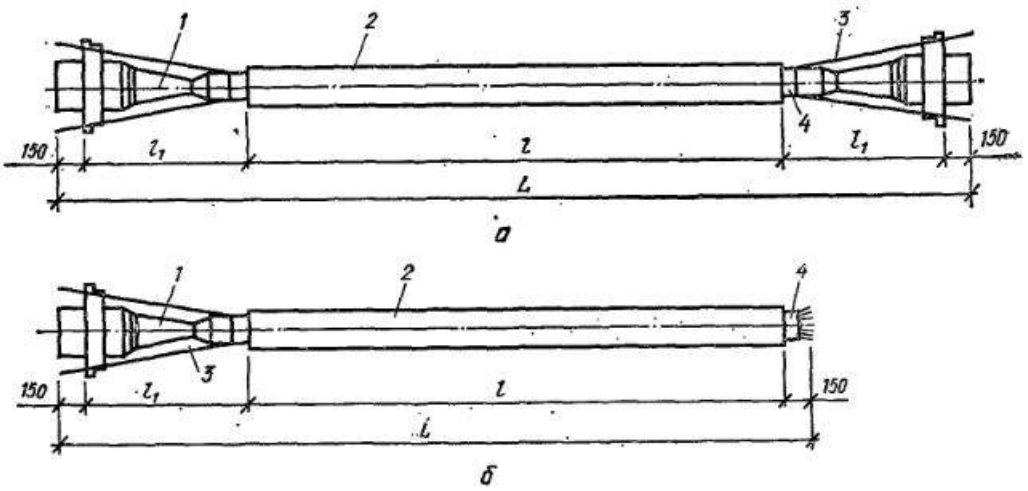


Рис. 5.36. Схема для определения длины проволоки в пучке при натяжении домкратами: *а* — двумя; *б* — одним; *1* — домкрат; *2* — защитная трубка; *3* — пучок, *4* — анкерное устройство

или на бетон: после натяжения арматуры анкер должен принимать проектное положение.

Длину зоны передачи напряжений l_p для напрягаемой арматуры без анкеров (т. е. длину зоны самозаанкеривания ее за счет сцепления с бетоном — см. рис. 2.2) определяют по формуле

$$l_p = \left(\omega_p \frac{\sigma_s}{R_{bp}} + \Delta\lambda_p\right) d, \qquad (5.19)$$

где σ_s — напряжения, принимаемые равными бо́льшему из значений R_s и σ_{sp} (σ'_{sp}) с учетом первых потерь (за исключением потерь от быстронатекающей ползучести бетона).

Передаточную прочность бетона R_{bp} принимают в соответствии с указаниями гл. I (к величине R_{bp} допускается введение коэффициентов условий работы, кроме γ_{b2}), потери предварительного напряжения — по табл. 2.4.

В элементах из тяжелого бетона, мелкозернистого бетона группы А, легкого бетона при плотном мелком заполнителе, а также ячеистого бетона значения ω_p и $\Delta\lambda_p$ принимают по табл. 5.26. В элементах из мелкозернистого бетона группы Б и легкого бетона на пористом мелком заполнителе значения ω_p и $\Delta\lambda_p$ увеличивают в 1,2 раза по сравнению с приведенными в указанной таблице.

При мгновенной передаче усилия обжатия на бетон для стержневой арматуры периодического профиля значения ω_p и $\Delta\lambda_p$ увеличивают в 1,25 раза. При диаметре стержней более 18 мм мгновенная передача усилий не допускается.

Для стержневой арматуры периодического профиля всех классов величину l_p принимают не менее $15d$.

Начало зоны передачи напряжений при мгновенной передаче усилий обжатия на бетон для проволочной арматуры (за исключением высокопрочной проволоки класса Вр-II с внутренними анкерами по длине заделки) принимают на расстоянии $0{,}25l_p$ от торца элемента.

Усиление концов предварительно напряженных элементов

В предварительно напряженных элементах особое значение имеет конструирование концевых участков, так как на этих участках происходит передача значительных усилий обжатия с арматуры на бетон через натяжные устройства, торцовые анкеры (при натяжении на бетон) или при арматуре без анкеров на концевых участках арматуры в зоне ее анкеровки. Здесь же, при внецентровом воздействии на элемент напрягаемой арматуры, возникают местные перенапряжения в торцовой части элемента, в результате чего могут образоваться раскрывающиеся по торцу и по верху трещины.

Участки предварительно напряженных элементов в местах опирания натяжных устройств, а также под анкерами напрягаемой арматуры рекомендуется усиливать закладными деталями или дополнительной поперечной арматурой, а также увеличением размеров сечения элемента на этих участках (рис. 5.37).

Толщину распределительных листов под анкерными колодками принимают равной 12...16 мм, под гайками — не менее 20 мм. Расстояние от оси колодок или гаек анкеров до грани элемента должно быть не менее диаметра колодки или гайки.

У концов предварительно напряженных элементов с арматурой, не имеющей анкеров, дополнительную поперечную или косвенную арматуру (сварные сетки, охватывающие все продольные стержни арматуры, хомуты с шагом 5...10 см) устанавливают на длине участка не менее $0{,}6l_p$ и не менее 20 см, а при наличии анкерных устройств — на участке, равном двум длинам этих устройств (поз. 1 на рис. 5.38 и 5.39).

Концы узких ребер рекомендуется усиливать путем постановки закладных деталей-обойм с анкерными стержнями (рис. 5.40).

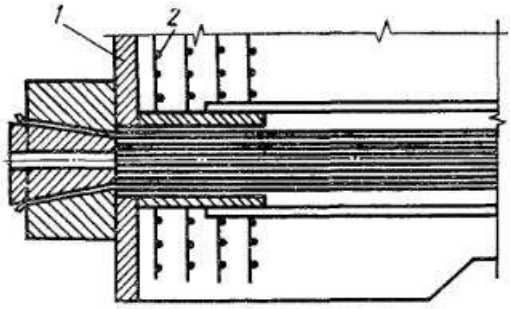


Рис. 5.37. Усиление торца предварительно напряженного элемента под анкерами на опорах:

1 — распределительный лист; *2* — косвенная арматура в виде сеток.

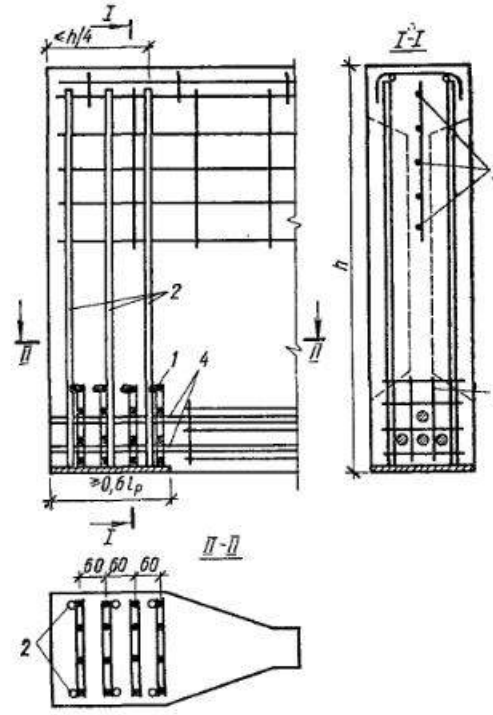


Рис. 5.38. Армирование конца предварительно напряженной балки:

1 — сварные сетки в виде гребенок (для удобства укладки напрягаемых стержней); *2* — поперечные стержни, привариваемые к закладным деталям; *3* — продольные стержни; *4* — напрягаемая арматура (основная поперечная арматура балок и арматура, устанавливаемая по контуру опорного уширения, не показана).

Рис. 5.39. Армирование конца многопустотного настила:

1 — сварная сетка; *2* — напрягаемые стержни.

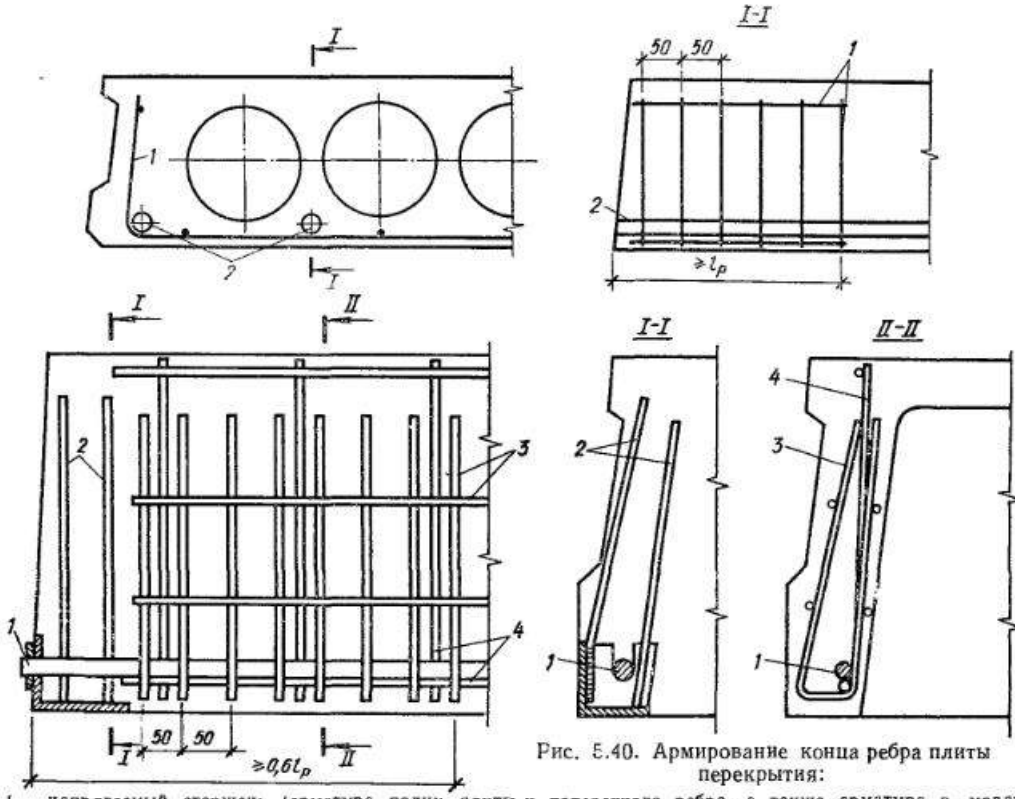


Рис. 5.40. Армирование конца ребра плиты перекрытия:

1 — напрягаемый стержень (арматура полки плиты и поперечного ребра, а также арматура в углах между поперечным и продольным ребром, не показана); *2* — анкерные стержни закладной детали-обоймы; *3* — сварная сетка; *4* — плоский арматурный каркас ребра.

Дополнительная косвенная арматура, поставленная у концов элемента, может быть учтена в расчете на местное сжатие (смятие) бетона под анкерными устройствами напрягаемой арматуры.

Для предотвращения образования продольных трещин у торцов предварительно напряженных изгибаемых элементов вследствие передачи усилия с напрягаемой арматуры на бетон рекомендуется отгибание части продольной напрягаемой арматуры у опор элемента и распределение ее на торце равномерно по высоте; при этом часть отогнутой арматуры допускается выводить на верхнюю грань элемента.

Если напрягаемую продольную арматуру располагают сосредоточенно у нижней и верхней граней элемента, у торцов необходимо предусматривать дополнительную напрягаемую или ненапрягаемую поперечную арматуру, располагая ее на участке длиной не более $^1/_4$ высоты элемента.

Поперечная арматура должна напрягаться ранее натяжения продольной арматуры усилием не менее 15 % усилия натяжения всей продольной арматуры растянутой зоны опорного сечения.

Неиапрягаемая поперечная арматура должна быть надежно заанкерена по концам приваркой к закладным деталям (см. рис. 5.38). Сеченне этой арматуры в элементах, не рассчитываемых на выносливость, должно быть в состоянии воспринимать не менее 20 %, а в элементах, рассчитываемых на выносливость — не менее 30 % усилия в продольной напрягаемой арматуре нижней зоны опорного сечения, определяемого расчетом по прочности (т. е. равного $R_s A_{sp}$.)

ГЛАВА 6. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ НЕСУЩИХ ЭЛЕМЕНТОВ ЗДАНИЙ

Общие положения

Расчетные схемы отдельных несущих элементов должны приниматься в полном соответствии с их конструктивным назначением, заключающимся в обеспечении прочности, общей устойчивости и пространственной неизменяемости здания. Необходимую прочность, жесткость и устойчивость отдельных элементов здания и их соединений на всех стадиях возведения и эксплуатации определяют расчетом.

Статически неопределимые железобетонные конструкции рекомендуется рассчитывать с учетом перераспределения усилий, вызываемого проявлением неупругих деформаций бетона и арматуры и образованием трещин. В случае, когда геометрические факторы (продольный изгиб элементов конструкций, измененне геометрической формы конструкцин и т. п.) существенно сказываются на условиях равновесия, а следовательно, и на перераспределении усилий, статический расчет следует пронзводить по деформированной схеме.

Перераспределение усилий рекомендуется учитывать для более рационального проектирования конструкций и получения экономического эффекта (уменьшение расхода стали, стандартизация арматурных каркасов и сеток, облегчение армирования монтажных стыков сборных конструкций и т. п.).

По усилиям, вычисленным с учетом перераспределения, сечення элементов, их армирование, трещиностойкость и деформативность определяют в соответствии с рекомендациями гл. 3 и 4.

Расчет распределения усилий в упругой системе (в конструкциях без трещин) необходим, когда трещины недопустимы (конструкции, к трещиностойкости которых предъявляют требования 1-й категорни) или требуется проверить при продолжительно действующей нагрузке закрытие трещин, образовавшихся при непродолжительно действовавших нагрузках (конструкцин, к трещиностойкости которых предъявляют требования 2-й категории), когда требуется расчет жесткости, но заранее неизвестно, нужно ли рассматривать конструкцию как имеющую трещины или нет (например, прн учете совместной работы основания и сооружения), в случае, если необходим расчет прогибов при наличии трещин, но в расчет прогибов конструкции с трещинами входит величина прогиба к моменту образования первых трещин (случай плит, работающих в двух направлениях).

Прн расчете статически неопределимых железобетонных конструкций во многих случаях может потребоваться учет влияния ползучести бетона на распределение усилнй в снстеме во времени. Степень изменения усилий во времени зависит от условий замыкания системы (замоноличивания стыков сборных элементов, раскружаливания арки, закрепления затяжки комбинированной конструкции в натянутом состоянии и т. п.) и соотношения между деформациями ползучести и упругими деформациями бетона. Ее достаточно точно можно оценить при эксплуатационных нагрузках по приведенным в этой главе формулам.

Несущая способность статически неопределимой конструкцин может быть исчерпана либо при хрупком разрушении одного из ее элементов ранее, чем общие деформации станут слишком велики, либо за счет чрезмерного роста общих необратнмых деформаций без полного разрушения какой-либо из частей конструкции.

Несущую способность, если предел ее характеризуется резким возрастанием общих необратимых деформаций, целесообразно определять методом предельного равновесия.

Для расчета несущей способности конструкции при хрупком разрушении необходимо прослеживать перераспределение усилий до тех пор, пока не появятся условия хрупкого разрушения одного из элементов конструкции.

В случае, если необходимо учитывать деформации конструкции, развивающиеся перед исчерпанием несущей способности, эти деформации следует определять расчетом и для оценки прочности конструкций применять метод предельного равновесия к деформированной

Таблица 6.1. **Минимальная площадь поперечного сечения продольной арматуры в процентах площади расчетного сечения бетона**

Условия работы арматуры	Минимальный процент армирования
Арматура S во всех изгибаемых, а также во внецентренно-растянутых элементах из тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов при расположении продольной силы за пределами рабочей высоты сечения	0,05
Арматура S и S' во внецентренно-растянутых элементах из тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов при расположении продольной силы между арматурами S и S'	0,05
Арматура S и S' во внецентренно-сжатых элементах из тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов при:	
$l_0/r < 17$ ($l_0/h < 5$)*	0,05
$17 \leqslant l_0/r \leqslant 35$ ($5 \leqslant l_0/h \leqslant 10$)*	0,1
$35 < l_0/r \leqslant 83$ ($10 < l_0/h \leqslant 24$)*	0,2
$l_0/r > 83$ ($l_0/h > 24$)*	0,25
Арматура S во всех изгибаемых и арматура S и S' во внецентренно-сжатых элементах из ячеистого бетона классов:	
$B5$ и ниже	0,05
$B7{,}5 \ldots B12{,}5$	0,1

Примечания: 1. Значения в скобках, отмеченные звездочкой, даны для прямоугольных сечений.

2. Минимальная площадь сечения арматуры, приведенная в таблице, относится к площади сечения бетона, равной произведению ширины прямоугольного сечения либо ширины ребра таврового (двутаврового) сечения b на рабочую высоту сечения h_0.

3. В элементах с продольной арматурой, расположенной равномерно по контуру сечения, а также в центрально-растянутых элементах указанная величина минимального армирования относится к полной площади сечения бетона и принимается вдвое больше величин, приведенных в таблице.

4. Минимальный процент содержания арматуры S и S' во внецентренно-сжатых элементах из тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов, несущая способность которых при расчетном эксцентриситете используется менее чем на 50 %, независимо от гибкости элемента принимают равным 0,05

5. Минимальную площадь сечения продольной конструктивной арматуры S в изгибаемых, а также арматуры S и S' в сжатых элементах из ячеистого бетона принимают не менее 0,02 % площади расчетного сечения бетона.

6. Требования таблицы не распространяются на армирование, определяемое расчетом элемента для стадии транспортирования и монтажа. В этом случае площадь сечения арматуры определяют только расчетом по прочности.

(с измененной геометрией) системе, т. е. надо рассматривать предельное равновесие не первоначальной (до приложения нагрузки) конструкции, а новой, геометрические характеристики которой изменились в результате проявившихся деформаций.

При определении усилий, возникающих в статически неопределимых конструкциях от изменения температуры и влажности элементов, должны учитываться и их деформации (перемещения).

Температурно-влажностные воздействия на железобетонные конструкции учитывают при установлении расстояния между температурно-усадочными швами, а также в особых случаях расчета конструкций, подверженных значительным изменениям температуры и влажности (например, при резко неравномерном распределении температуры или влажности по сечениям элементов, при периодическом воздействии на конструкции производственно-технологических тепловыделений, при устойчиво низкой влажности окружающей среды).

Несущие элементы зданий для сейсмических районов следует рассчитывать по предельным состояниям первой группы (по несущей способности). Сейсмические воздействия учитывают в соответствии с указаниями СНиП II-7-81.

Минимальные размеры сечений бетонных и железобетонных элементов, определяемые из расчета по действующим усилиям и соответствующим группам предельных состояний, назначают с учетом экономических требований, необходимости унификации опалубочных форм и армирования, а также условий принятой технологии изготовления конструкций. Кроме того, размеры сечений элементов железобетонных конструкций должны приниматься такими, чтобы соблюдались требования в части расположения арматуры в сечении (толщины защитных слоев бетона, расстояний между стержнями и т. п.) и анкеровки арматуры.

Минимальную площадь поперечного сечения продольной арматуры принимают в соответствии с табл. 6.1

Требования табл. 6.1. не учитывают при назначении площади сечения арматуры, устанавливаемой по контуру плит или панелей из расчета на изгиб в плоскости плиты (панели), а также, если их толщина назначена конструктивно.

Элементы, не удовлетворяющие требованиям минимального армирования, относят к бетонным элементам

У всех поверхностей железобетонных элементов, вблизи которых ставится продольная арматура, должна предусматриваться также конструктивная поперечная арматура, охватывающая продольные стержни, канаты и т. п. Конструкция поперечной арматуры должна обеспечивать закрепление сжатых стержней от их бокового выпучивания в любом направлении.

В предварительно напряженных элементах продольную ненапрягаемую арматуру рекомендуется располагать ближе к наружным граням элемента так, чтобы поперечная арматура (хомуты) охватывала напрягаемую (рис. 6.1).

В бетонных конструкциях в местах резкого изменения размеров сечений элементов и в конструкциях, подвергающихся воздействию динамической нагрузки, должно предусматриваться конструктивное армирование. Такое же армирование предусматривают у растянутой или менее сжатой грани внецентренно-сжатых элементов, если в сечении возникают растягивающие напряжения менее 1 МПа, при наибольших сжимающих напряжениях более 0,8 R_b (напряжения определяют как для упругого тела); при этом коэффициент армирования μ принимают равным или более 0,025 %.

Требования в отношении конструктивного армирования не распространяют на элементы сборных конструкций, проверяемые в стадии транспортирования и монтажа. В этом случае необходимое армирование определяют только расчетом на прочность.

Несущие элементы зданий для сейсмических районов следует конструировать с учетом следующих положений и требований.

Фундаменты здания или его отсека должны, как правило, закладываться на одном уровне.

В случае заложения фундаментов смежных отсеков на разных отметках переход от более углубленной части к менее углубленной делают уступами. Уступы должны быть не круче 1 : 1, а высота уступа — не более 60 см.

В зданиях повышенной этажности глубину заложения фундаментов рекомендуется увеличивать путем устройства подвальных этажей, причем подвалы следует располагать, как правило, под всем отсеком.

При проектировании свайных фундаментов должно предусматриваться опирание нижних концов свай на скальные и крупнообломочные грунты с песчаным заполнением, плотные малоподвижные песчаные, твердые и полутвердые глинистые грунты.

Ростверк рекомендуется заглублять в грунт. В пределах отсека его следует выполнять непрерывным и в одном уровне. Верхние концы свай должны быть жестко заделаны в ростверк на величину, определяемую расчетом, учитывающим сейсмические нагрузки.

При строительстве в районах вечномерзлых грунтов должны предусматриваться свайные фундаменты.

В случае, если отдельные фундаменты колонн каркасных зданий не могут воспринимать сдвигающие усилия, их необходимо соединять фундаментами.

Для зданий повышенной этажности фундаменты рекомендуется устраивать в виде перекрестных лент или сплошной плиты.

Конструирование несущих элементов зданий для сейсмических районов необходимо производить с учетом следующих положений и требований.

В каркасных зданиях конструкцией, воспринимающей горизонтальную сейсмическую нагрузку, может служить: каркас, каркас с заполнением, каркас с вертикальными связями или диафрагмами жесткости.

В несущих элементах каркаса предусматривают арматуру из сталей, обладающих более высокими пластическими свойствами. Узлы железобетонных каркасов усиливают установкой арматурных сеток или замкнутой поперечной арматуры.

Диафрагмы и связи, воспринимающие горизонтальную нагрузку, следует располагать симметрично и равномерно по всей высоте здания.

Для ограждающих стеновых конструкций каркасных зданий рекомендуются легкие навесные панели.

Заполнение должно быть связано со стойками каркаса арматурными выпусками длиной не менее 70 см, располагаемыми по высоте через 50 см, при этом должно быть обеспечено плотное примыкание заполнения к верхнему ригелю.

При расчетной сейсмичности 9 баллов следует укладывать стержни арматуры диаметром 6 мм по всей длине заполнения и связывать его с выпусками арматуры из колонн, верхних и нижних ригелей. Высота самонесущих стен в районах с сейсмичностью 7,8 и 9 баллов не должна превышать соответственно 18, 16 и 9 м.

Крупнопанельные здания следует проектировать с продольными и поперечными стенами, воспринимающими сейсмические нагрузки. Их конструктивное решение должно обеспечивать совместную пространственную работу всех стен и перекрытий. С этой целью рекомендуется предусматривать:

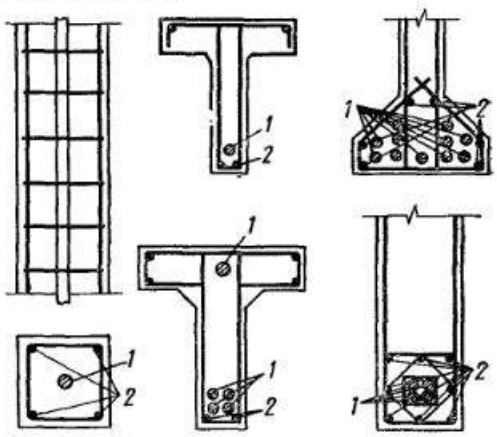


Рис. 6.1. Схемы расположения арматуры в поперечном сечении предварительно напряженных железобетонных элементов:
1 — напрягаемой; *2* — ненапрягаемой.

панели стен и перекрытий по возможности более крупными, панели перекрытий размером на комнату;

соединение панелей стен и перекрытий путем устройства уширенных армированных швов, замоноличенных бетоном с пониженной усадкой, и другими способами;

одинаковую, по возможности, жесткость стен, воспринимающих сейсмическую нагрузку;

здания с наружными стенами, воспринимающими горизонтальную нагрузку.

Расстояние между поперечными стенами должно быть не более 6,5 м.

Бетон внутренних и наружных панелей должен быть близким по деформативности. Перемычки панелей необходимо проектировать как элементы, воспринимающие усилия сдвига и изгиба.

Соединение панелей рекомендуется выполнять путем выпусков их рабочей арматуры или специально заделанных анкерных стержней с последующим нанесением слоя антикоррозионной защиты и замоноличиванием всех стыков бетоном. Необходимое сечение металлических связей в швах между панелями определяют расчетом, но оно не должно быть меньшим 1 см² на 1 м шва.

Перекрытия и покрытия зданий должны быть жесткими в горизонтальной плоскости и связаны с вертикальными несущими конструкциями.

Сборные железобетонные перекрытия и покрытия необходимо замоноличивать одним из следующих способов:

устройством железобетонных антисейсмических поясов с заанкериванием в них панелей перекрытий и заливкой швов между панелями цементным раствором;

устройством монолитных обвязок с заанкериванием панелей перекрытия в обвязке и применением связей между панелями, воспринимающими сдвигающие усилия;

без устройства антисейсмических поясов с использованием между панелями и элементами каркаса связей, воспринимающих возникающие в швах усилия растяжения и сдвига. Связи могут осуществляться устройством армированных шпонок, выпусков петель, установкой закладных частей, анкеров и т. п.

Боковые грани панелей перекрытий должны иметь шпоночную или рифленую поверхность. Для заанкеривания в антисейсмическом поясе в панелях следует предусматривать выпуски арматуры.

Глубина опирания плит перекрытий на несущие стены каменных зданий должна быть не менее 12 см при обязательной связи с антисейсмическим поясом.

Перемычки необходимо устраивать, как правило, на всю толщину стены и заделывать в кладку на глубину не менее 35 см. При ширине проемов до 1,5 м заделка перемычек допускается на 25 см.

При применении в зданиях предварительно напряженных железобетонных конструкций предельное усилие, отвечающее расчетным характеристикам материалов, должно быть больше усилия, вызывающего образование трещин, не менее чем на 25 %.

В предварительно напряженных конструкциях не допускается применять арматуру, для которой браковочный минимум относительного удлинения при разрыве менее 4 %.

При расчетной сейсмичности 9 баллов не разрешается применять без специальных анкеров на концах канаты и стержневую арматуру периодического профиля диаметром более 25 мм. Использование указанных видов арматуры без анкеров допускается лишь при специальном обосновании.

Не допускается применение предварительно напряженных конструкций, в которых арматура не имеет сцепления с бетоном.

Фундаменты

Общие положения

Фундаменты бывают трех типов: отдельные (под каждой колонной), ленточные (под рядами колонн в одном или двух направлениях, а также под несущими стенами), сплошные (под всем сооружением).

Тип фундамента выбирают в зависимости от конструктивной схемы здания, величины и характера нагрузок, передающихся на основание, геологических и гидрогеологических условий строительной площадки.

Фундаменты возводят чаще всего на естественных основаниях, но применяют и на сваях. Тогда группа свай, объединенная поверху распределительной железобетонной плитой-ростверком, образует свайный фундамент.

Отдельные фундаменты устраивают при относительно небольших нагрузках и достаточно редком размещении колонн, ленточные — при слабых грунтах и больших нагрузках, т. е. когда подошвы отдельных фундаментов близко подходят друг к другу. Ленточные фундаменты целесообразно также применять при неоднородных грунтах и внешних нагрузках, различных по величине, так как такие фундаменты выравнивают неравномерные осадки основания. Если несущая способность ленточных фундаментов недостаточна или деформации основания под ними больше допустимых, устраивают сплошные фундаменты.

Отдельные фундаменты под колонны и ленточные под стены выполняют сборными и монолитными, ленточные фундаменты под ряды колонн и сплошные плитные фундаменты — монолитными.

Стоимость сборных фундаментов, как правило, выше, чем монолитных, поэтому их применение целесообразно при большой повторяемости однотипных конструкций и для облегчения ведения работ в зимних или сложных гидрогеологических условиях. Тот или иной тип фундамента следует выбирать на основе тщательного технико-экономического анализа.

Глубину заложения фундаментов определяют с учетом:

назначения зданий, наличия подвалов и подземных коммуникаций;

величины и характера нагрузок, действующих на основание;

глубины заложения фундаментов примыкающих зданий и сооружений;

геологических и гидрогеологических условий строительной площадки, а также климатических особенностей района;

возможности пучения грунтов при промерзании и осадки — при оттаивании.

Минимальную глубину заложения фундаментов зданий во всех природных грунтах, за исключением скальных пород, следует принимать не менее 0,5 м от поверхности планировки.

Глубину заложения фундаментов из условий возможного морозного пучения грунтов принимают в соответствии с указаниями СНиП II-15-74 в зависимости от глубины промерзания грунта. Помимо этого должны быть учтены, в случае необходимости, и требования по защите фундаментов от воздействия грунтовых вод.

Размеры фундаментов в плане определяют из расчета оснований по деформациям *. При этом должны соблюдаться условия:

$$p \leqslant R; \quad p_{max} \leqslant 1{,}2R, \qquad (6.1)$$

где p и p_{max} — среднее и максимальное давление на грунт; R — расчетное давление, определяемое в соответствии с указаниями СНиП II-15-74.

* Относится к фундаментам, опертым на нескальное основание. Размеры подошвы фундаментов, опертых на скальное основание, назначают из расчета последнего по несущей способности.

Кроме того, при действии момента в двух плоскостях давление в угловой точке не должно превышать $1{,}5R$.

При определении краевого давления внецентренно-нагруженного фундамента возможны три случая распределения давления по его подошве (рис. 6.2).

Для фундаментов колонн зданий, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью 75 т и выше, или при слабых грунтах ($R < 150$ кПа) допускается только трапецеидальная эпюра давления с соотношением $\frac{p_{min}}{p_{max}} \geqslant 0{,}25$.

В остальных случаях для фундаментов зданий с мостовыми кранами допускается трапецеидальная эпюра с любым соотношением p_{min}/p_{max} либо треугольная эпюра, но без отрыва подошвы ($p_{min} \geqslant 0$); это равносильно ограничению эксцентриситета нагрузки $e_0 \leqslant l/6$.

Для фундаментов бескрановых зданий с подвесным транспортным оборудованием допускается треугольная эпюра давлений с нулевой ординатой на расстоянии не более $^1/_4$ длины подошвы фундамента от отрывающегося его края, что соответствует относительному эксцентриситету равнодействующей не более $^1/_4$.

Краевые давления в зависимости от эксцентриситета определяют по формулам:

при $\frac{e_0}{l} \leqslant \frac{1}{6}$

$$p_{\substack{max \\ min}} = \frac{N}{A_f} + \gamma_m h \pm \frac{M}{W_f}; \qquad (6.2)$$

при $\frac{1}{4} \geqslant \frac{e_0}{l} > \frac{1}{6}$

$$p_{max} = \frac{2}{3} \frac{N + \gamma_m hbl}{bc_0}, \qquad (6.3)$$

где N — вертикальная нагрузка поверху фундамента; M — момент от равнодействующей всех нагрузок, действующих по подошве фундамента; A_f и W_f — соответственно площадь подошвы фундамента и момент сопротивления указанной площади; c_0 — расстояние от точки приложения равнодействующей до края фундамента по его оси:

$$c_0 = \frac{l}{2} - \frac{M}{N + \gamma_m hbl}, \qquad (6.4)$$

где γ_m — средневзвешенное значение удельных весов тела фундамента и грунта, расположенного над его подошвой (принимается равным 20 кН/м^3); h — глубина заложения фундамента от уровня планировки; b, l — размеры фундамента в плане.

При расчете по формуле (6.4) должно соблюдаться условие $3c_0/l \geqslant 0{,}75$.

Для достаточно широкого класса зданий и сооружений (см. СНиП II-15-74) соблюдения условий (6.1) достаточно для окончательного назначения размеров подошвы фундамента. В остальных случаях необходимо проверять деформации основания.

Как и большинство расчетов по предельным состояниям второй группы, расчет оснований по деформациям производят на действие расчетных нагрузок при $\gamma_f = 1$, причем рассматривают только основные их сочетания.

В практике проектирования случается, что статический расчет здания выполняют только на действие расчетных нагрузок при $\gamma_f > 1$. В этом случае усилия для расчета оснований по деформациям можно получить по найденным из статического расчета, разделив их на осредненный коэффициент надежности по нагрузке γ_f^m.

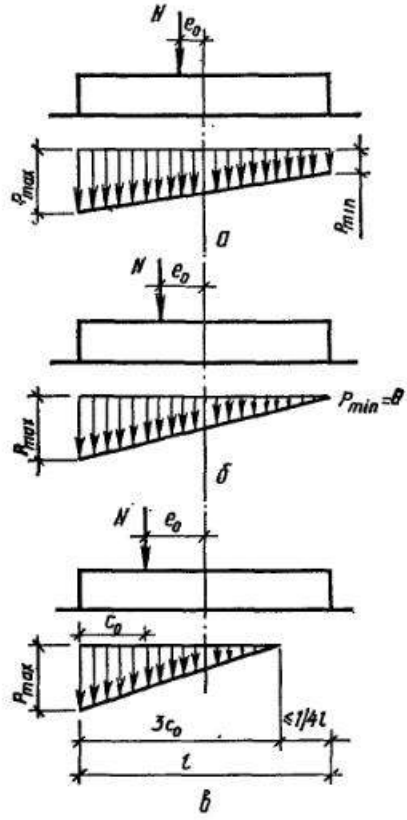


Рис. 6.2. Эпюры давления на грунт:
а — трапецеидальная ($e_0 < l/6$); *б* — треугольная без отрыва подошвы ($e_0 = l/6$); *в* — треугольная с отрывом подошвы фундамента от грунта ($l/4 \geqslant e_0 > l/6$).

В зависимости от типа зданий и характера нагрузок принимают следующие значения осредненных коэффициентов надежности по нагрузке:

Для одноэтажных производственных зданий:	
бескрановых	1,15
оборудованных кранами при суммарной расчетной нагрузке от кранов и снега на покрытии, составляющей от полной рас-	

четной вертикальной нагрузки на фундамент:

до 35 %	1,15
более 35 %	1,18
Для многоэтажных производственных зданий при полезных нагрузках на междуэтажные перекрытия, учитываемых с коэффициентом надежности по нагрузке:	
менее 1,2	1,15
более 1,2	По табл. 6.2
Для многоэтажных зданий административно-бытового назначения:	
если в нагрузку не входит вес стен (перегородок)	1,18
если в нагрузку входит вес стен	1,15

Таблица 6.2. **Значения осредненных коэффициентов надежности по нагрузке для многоэтажных производственных зданий**

Коэффициент надежности по нагрузке	Полезная нагрузка на междуэтажные перекрытия, кПа			
	до 10	15	20	25
Без учета веса стен				
1,3	1,18	1,19	1,21	1,23
1,4	1,21	1,22	1,23	1,25
С учетом веса стен				
1,3	1,16	1,16	1,18	1,18
1,4	1,18	1,19	1,21	1,22

Осредненные коэффициенты γ_f^m для горизонтальных нагрузок рекомендуется устанавливать в зависимости от коэффициентов γ_f для приложенных к зданию горизонтальных нагрузок и соотношения вызываемых ими усилий.

Отдельные фундаменты

Конструирование отдельных фундаментов. Отдельный фундамент состоит из плитной части и подколонника (рис. 6.3). Плитную часть рекомендуется конструировать ступенчатой или пирамидальной (рис. 6.4). Центрально-нагруженный фундамент проектируют квадратным в плане, внецентренно-нагруженный — прямоугольным с соотношением размеров $m = b/l = 0{,}6...0{,}85$.

Сборные фундаменты конструируют обычно в виде цельного блока, состоящего из плитной части и подколонника (рис. 6.5).

В фундаменте различают обрез — верхнюю поверхность, на которую опираются конструкции, расположенные выше, и подошву — нижнюю поверхность, которая, как правило, больше поверхности по обрезу и поэтому передает нагрузку на грунтовое основание с мень-

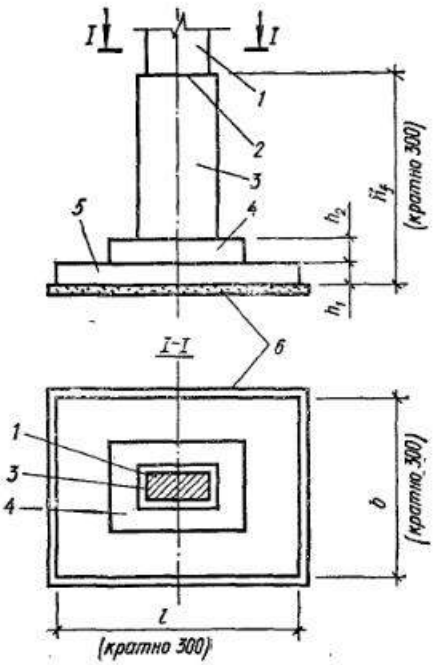


Рис. 6.3. Отдельный ступенчатый фундамент на естественном основании:

1 — колонна; *2* — обрез фундамента; *3* — подколонник; *4* — плитная часть; *5* — подошва фундамента; *6* — бетонная подготовка.

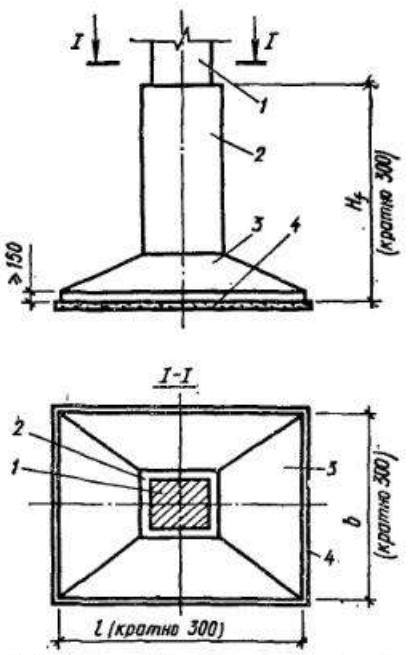


Рис. 6.4. Отдельный пирамидальный фундамент:

1 — колонна; *2* — подколонник; *3* — плитная часть; *4* — бетонная подготовка.

шим удельным давлением. Расстояние между подошвой и обрезом фундамента (ростверка) составляет его высоту H_f.

Рекомендуется принимать верх фундамента колонн: сборных — на отметке —0,15; монолитных — в уровне верха фундаментной балки, а при ее отсутствии — на отметке —0,05; стальных — на 100 мм ниже отметки опорной плиты башмака колонны.

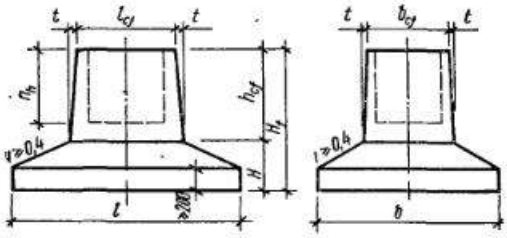


Рис. 6.5. Сборный железобетонный фундамент (t = 20...30 мм при металлической и 50 мм — при деревянной опалубке).

Размеры фундамента определяют расчетом, а высоту H_f, кроме того, назначают по условиям заглубления, заделки сборной колонны или заделки выпусков арматуры.

Высоту плитной части фундамента H также определяют расчетом. Если высота фундамента получается больше высоты плитной части, то за счет разницы в высотах устраивают подколонник.

Таблица 6.3. Рекомендуемая высота ступеней в зависимости от высоты плитной части фундаментов

Общая высота плитной части фундамента, мм	Высота ступеней, мм		
	h_1	h_2	h_3
300	300	—	—
450	450	—	—
600	300	300	—
750	300	450	—
900	300	300	300
1050	300	300	450
1200	300	450	450
⩾1500	450	450	600

Высоту фундамента и размеры в плане подколонника и подошвы назначают кратными 300 мм.

Форму поперечного сечения подколонника, как правило, принимают прямоугольной. Размеры подколонника и плитной части по высоте назначают кратными 150 мм. Высоты ступеней устанавливают в зависимости от полной высоты плитной части фундамента (табл. 6.3).

Под монолитными фундаментами независимо от грунтовых условий (кроме скальных грунтов) устраивают бетонную подготовку толщиной 100 мм из бетона класса $B3{,}5$, а под сборными — из среднезернистого песка слоем 100 мм. При необходимости устройства фундаментов на скальных грунтах следует предусматривать выравнивающий слой по грунту из бетона класса $B3{,}5$.

Класс бетона по прочности на сжатие для монолитных фундаментов принимают не ниже класса $B12{,}5$, для сборных — не ниже $B15$.

Толщину защитного слоя бетона для рабочей арматуры монолитных и сборных фундаментов принимают по табл. 5.19

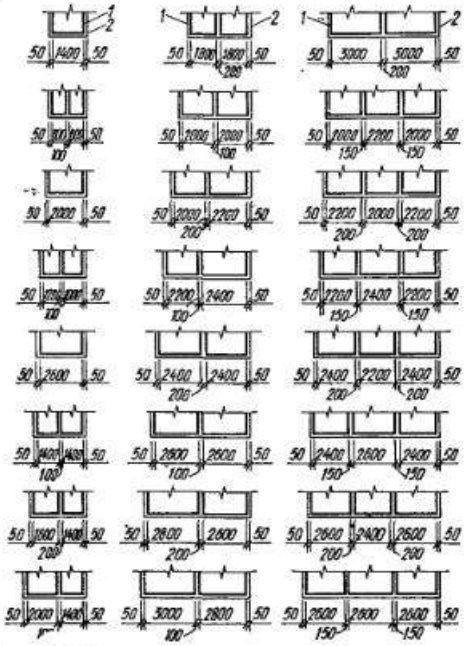


Рис. 6.6. Раскладка сварных унифицированных сеток одного слоя по подошвам отдельных фундаментов колонн:

1 — сетки; *2* — подошва фундамента.

Диаметр рабочих стержней арматуры (сварной или вязаной) подошвы, укладываемых вдоль стороны 3 м и менее, должен быть не менее 10, а стержней, укладываемых вдоль стороны более 3 м — не менее 12 мм.

Подошвы фундаментов армируют типовыми унифицированными сварными сетками (см. табл. 5.13), укладываемыми в два слоя с рабочей арматурой во взаимно перпендикулярных направлениях (рис. 6.6). При ширине фундамента до 3 м можно ограничиваться одной сеткой с рабочими стержнями в двух направлениях.

При армировании подошвы фундаментов типовыми унифицированными сетками надежность анкеровки рабочих стержней проверяют расчетом (так как крайние поперечные стержни типовых сеток размещаются от боковой грани нижней ступени на расстоянии 150 или 300 мм). Причем анкеровку указанных стержней считают достаточной, если в пределах участка нижней ступени, на котором прочность наклонных сечений обеспечивается бетоном, l_b, расположен хотя бы один поперечный стержень сварной сетки или соблюдается условие $l_b > l_{an}$.

Значение l_b (рис. 6.7) в зависимости от отношения R_{bt} к краевому давлению на грунт под подошвой фундамента p_g (взятому из расчета) определяют по графику рис. 6.8, значение l_{an} — по формуле (5.16).

Если расчетом показано, что анкеровка стержней сетки не обеспечивается, то необходимо предусмотреть одно из следующих мероприятий:

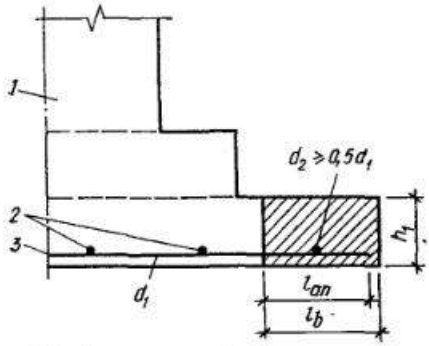


Рис. 6.7. Анкеровка рабочей арматуры подошвы фундамента (второй слой сеток условно не показан):

1 — фундамент; *2* — поперечные (монтажные) стержни сварных сеток; *3* — продольные (рабочие) стержни сварных сеток; d_1 и d_2 — диаметры стержней соответственно продольных и поперечных; h_1 — высота ступени плиты фундамента.

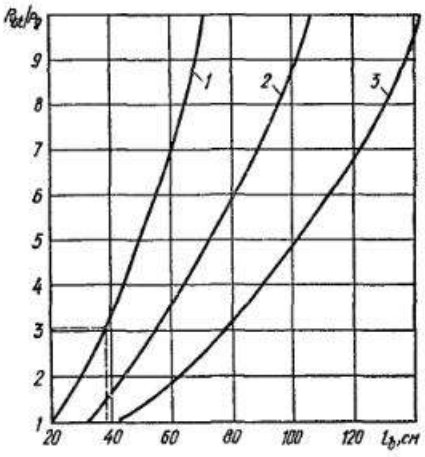


Рис. 6.8. График для определения длины участка l_b, на котором прочность наклонных сечений обеспечивается бетоном нижней ступени фундамента:

1...3 — h_1 соответственно равно 30, 45 и 60 см.

приварку к краям сетки на расстоянии 25 мм от концов продольных стержней по дополнительному поперечному анкерному стержню диаметром не менее половины диаметра рабочего стержня;

уменьшение диаметра рабочих стержней сеток за счет уменьшения их шага с 200 до 100 мм укладкой сетки на сетку;

увеличение высоты нижней ступени фундамента;

повышение класса бетона фундамента.

Подошвы фундаментов можно также армировать (если это вызвано необходимостью) отдельными стержнями. В этом случае стержни раскладывают во взаимно перпендикулярных направлениях, параллельных сторонам подошвы. Шаг стержней принимают 200 мм; длина стержней каждого направления должна быть одинаковой. При применении арматуры периодического профиля два крайних ряда пересечений стержней по периметру сетки соединяют

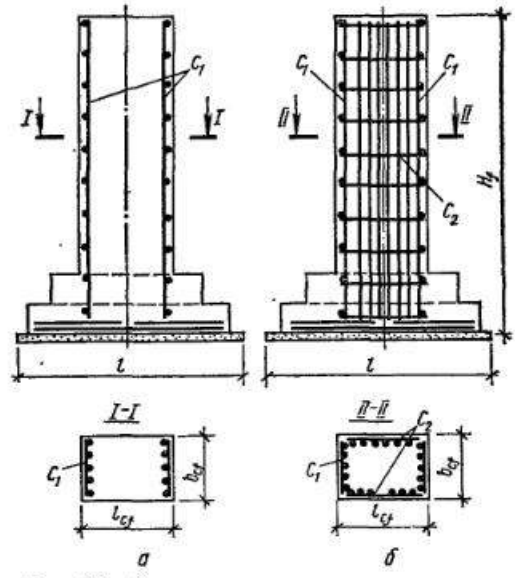


Рис. 6.9. Армирование подколонников прямоугольного сечения сварными сетками без их связи хомутами и шпильками:

а — расчетная растянутая арматура в одной плоскости; *б* — то же, в двух плоскостях.

дуговой сваркой. Внутренние пересечения должны быть перевязаны через узел в шахматном порядке. При использовании гладкой арматуры стержни должны заканчиваться крюками. Сварка пересечений по периметру в этом случае не требуется.

Минимальный процент армирования подошвы фундаментов не регламентируется.

Подколонники, если это необходимо по расчету, армируют продольной и поперечной арматурой по принципу армирования колонн. Площадь сечения продольной арматуры с каждой стороны железобетонного подколонника должна быть не менее 0,05 % площади поперечного сечения подколонника, диаметр продольных стержней монолитного подколонника — не менее 12 мм.

Если в подколонниках сжатая арматура по расчету не нужна, а растянутой арматуры требуется по расчету не более 0,3 % площади поперечного сечения бетона, продольную и поперечную арматуру по граням, параллельным плоскости действия изгибающего момента (т. е. по длинным сторонам сечения подколонника),

можно не устанавливать. Армирование по граням, перпендикулярным плоскости действия изгибающего момента (т. е. по коротким сторонам сечения подколонника), выполняют в этом случае сварными типовыми унифицированными сетками с обеспечением толщины защитного слоя не менее 50 мм и не менее двух диаметров продольной рабочей арматуры. Конструктивную арматуру в защитном слое толщиной более 50 мм устанавливать не следует, соединять продольные стержни противоположных сеток хомутами и шпильками также не надо (рис. 6.9, *а*). Аналогично армируют подколонники, рассчитываемые как бетонные, если в них требуется установка конструктивной арматуры.

Армирование сварными сетками без их связи хомутами и шпильками осуществляют, если это допускается расчетом, не только по двум, но и по четырем сторонам сечения подколонника (рис. 6.9, *б*). Сетки в этом случае крепят к жесткой опалубке.

Армирование сварными сетками высоких подколонников при раздельном бетонировании плитной части и подколонника выполняют со стыкованием сеток над плитной частью (рис. 6.10).

При обрыве в одном сечении 50 % рабочих стержней сетки можно стыковать вразбежку выпуском из плитной части фундамента двух сеток: одной — на длину l_{ov}, второй — на длину $2l_{ov}$ (см. рис. 6.10).

Суммарная площадь сечения стержней сеток должна быть равна площади сечения рабочей арматуры подколонника. Величину l_{ov} определяют по формуле (5.15).

При отсутствии грунтовых вод продольные стержни арматуры подколонников монолитных фундаментов устанавливают на бетонную подготовку.

Дополнительные указания по конструированию фундаментов сборных железобетонных колонн. Фундаменты сборных колонн конструируют со стаканной частью для защемления колонн в соответствии с рис. 6.11.

Стаканы фундаментов двухветвевых колонн с расстоянием между наружными гранями ветвей $h_{out} > 2{,}4$ м рекомендуется выполнять отдельно под каждую ветвь.

Глубину стакана фундамента h_h назначают на 50 мм больше глубины заделки колонны h_f.

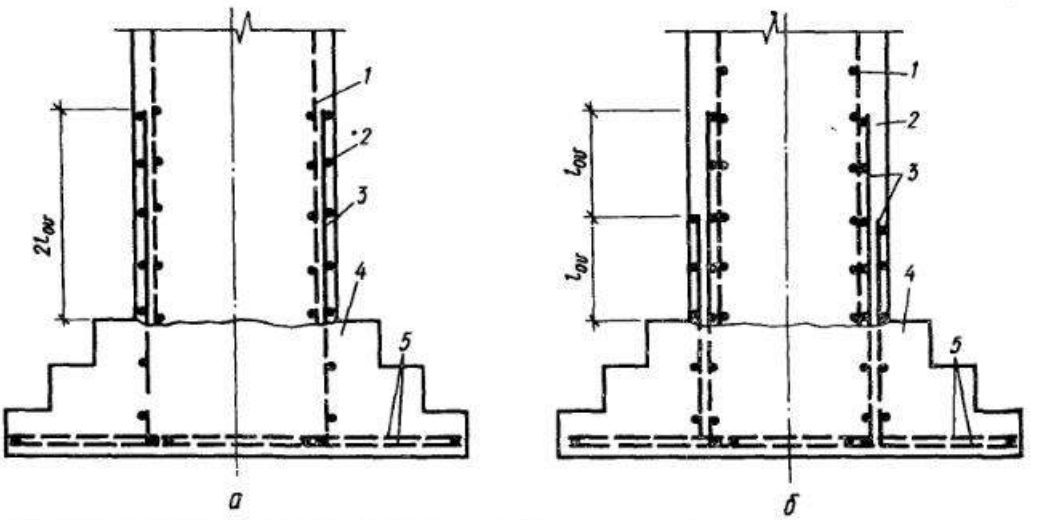


Рис. 6.10. Устройство стыков растянутых стержней внахлестку в фундаментах колонн при раздельном бетонировании ступенчатой части фундамента и подколонника:

а — при стыковке всех стержней в одном сечении; *б* — при стыковке 50 % стержней в одном сечении; *1* — сетка подколонника; *2* — подколонник; *3* — стыковая сетка; *4* — ступенчатая часть фундамента; *5* — сетки подошвы фундамента

Глубину заделки типовых колонн в фундамент принимают по соответствующим типовым сериям, нетиповых — в зависимости от типа колонны. Колонны прямоугольного сечения заделывают в фундамент на глубину, определяемую по табл. 6.4.

Глубина заделки двухветвевых колонн должна удовлетворять условию

$$0{,}5 + 0{,}33h_{out} \leqslant h_f \leqslant 1{,}2. \qquad (6.5)$$

Глубина заделки колонны должна также удовлетворять требованию анкеровки продольной арматуры колонны в фундаменте (табл. 6.5).

Допускается уменьшать глубину заделки растянутых стержней:

если они поставлены с запасом по сравнению с расчетом по прочности. В этом случае значения таблицы умножают на коэффициент N_s/R_sA_s, где N_s — усилие, которое должно быть воспринято анкеруемыми растянутыми стержнями; A_s — площадь сечения фактически установленных анкеруемых растянутых стержней, но глубина заделки должна быть не менее соответствующей величины для сжатой арматуры;

при устройстве усилений на концах анкеруемых стержней в виде специальных анкеров (см. рис. 5.30) или за счет приварки на длине

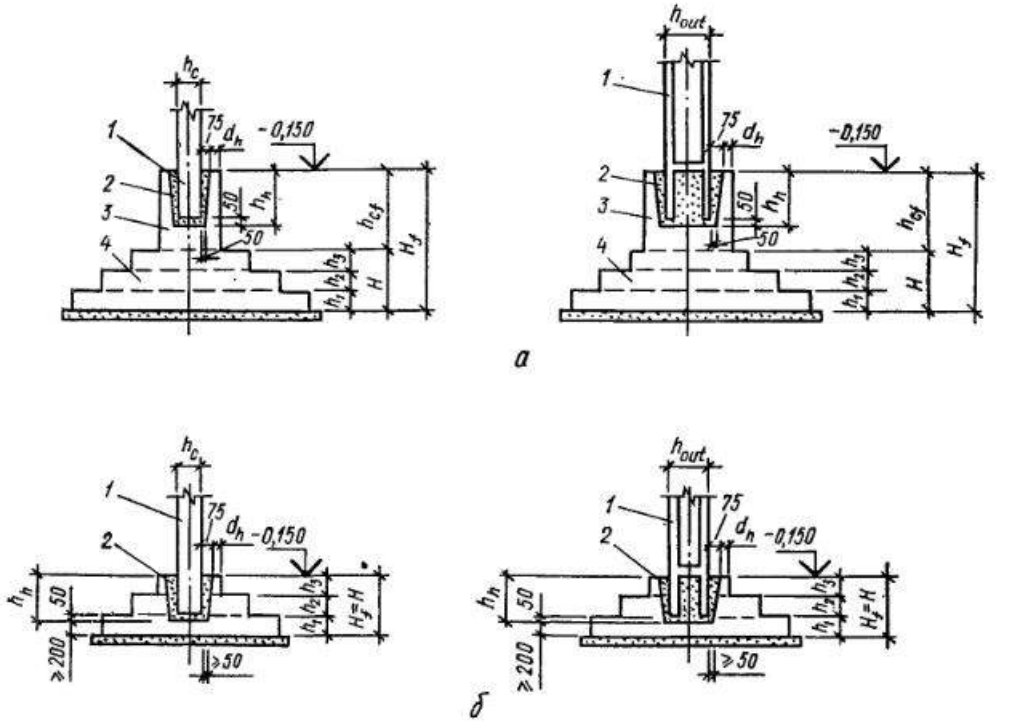


Рис. 6.11. Монолитные фундаменты сборных колонн:

а — с развитым подколонником для колонны прямоугольного сечения и двухветвевой; *б* — то же, состоящий из плитной части; *1* — колонна; *2* — стакан; *3* — подколонник; *4* — плитная часть.

заделки поперечных анкерующих стержней (см. гл. 5, «Анкеровка ненапрягаемой арматуры»). В этом случае, независимо от вида усиления, глубина заделки должна быть не менее $15d$.

Глубина заделки двухветвевых колонн должна также удовлетворять требованиям анкеровки растянутой ветви колонны в стакане фундамента. Достаточность анкеровки ветви проверяют расчетом на сцепление бетона по плоскости контакта бетона замоноличивания с бетоном стенок стакана и с бетоном ветви колонны.

Таблица 6.4. **Минимальная глубина заделки сборных колонн прямоугольного сечения в фундамент**

Значение отношения $\frac{d_h}{h_h}$ (см. рис. 6.11)	Эксцентриситет продольной силы e_0	
	$\leqslant 2h_c$	$> 2h_c$
$>0{,}5$	h_c	h_c
$\leqslant 0{,}5$	h_c	$h_c + \frac{1}{3}(h_c - 2d_h) \times \left(\frac{e_0}{h_c} - 2\right)$, причем $h_c \leqslant h_f \leqslant 1{,}4h_c$

Толщину дна стакана принимают по расчету; она должна быть не менее 200 мм. В соответствии с этим высота фундамента сборной колонны должна быть не менее глубины стакана, увеличенной на 200 мм.

Если толщина стенок стакана поверху более 200 мм и более 0,75 глубины стакана (при глубине стакана меньшей, чем высота подколонника — см. рис. 6.11, *а*) или более 0,75 высоты верхней ступени фундамента (при глубине стакана большей, чем высота подколонника — см.

Таблица 6.5. **Минимальная глубина заделки рабочей арматуры колонны в фундамент**

Класс арматуры	Поперечное сечение колонны	Арматура колонны при классе бетона			
		B15		B20 и выше	
		растянутая	сжатая	растянутая	сжатая
A-II и Ac-II	Прямоугольное	25*d*	15*d*	20*d*	10*d*
	Двухветвевое	30*d*	15*d*	25*d*	10*d*
A-III	Прямоугольное	30*d*	18*d*	25*d*	15*d*
	Двухветвевое	35*d*	18*d*	30*d*	15*d*

рис. 6.11, *б*), стенки стакана можно не армировать.

При несоблюдении указанных условий стенки стакана армируют поперечной и продольной арматурой (рис. 6.12) в соответствии с расчетом. При этом толщина стенок должна быть не менее 150 мм, а стенок, расположенных перпендикулярно плоскости действия изгибающего момента,— не менее величин, приведенных в табл. 6.6.

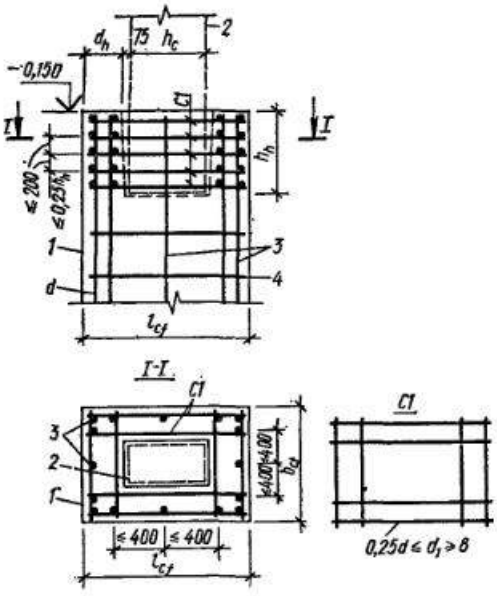


Рис. 6.12. Армирование стаканной части фундамента сборной колонны сварными сетками (С1):

1 — фундамент; *2* — колонна; *3*, *4* — арматура подколонника соответственно продольная и поперечная.

Поперечное армирование стенок стакана выполняют сварными сетками с унифицированным шагом. Стержни сеток располагают у наружных и внутренних плоскостей стенок. Диаметр стержней принимают по расчету, но не менее четверти диаметра продольных стержней подколонника и не менее 8 мм.

Если верх стенок стакана по расчету требует большего количества арматуры по сравнению с остальной его частью, то диаметр стержней двух верхних сеток принимается увеличенным, а шаг сеток сохраняется. Расстояние между сетками должно быть не более четверти глубины стакана и не более 200 мм.

Подколонник ниже дна стакана армируют по принципу армирования колонн. Стержни продольной арматуры подколонника должны проходить внутри ячеек сварных сеток поперечной арматуры.

Бетон для замоноличивания колонны в стакане фундамента должен быть не ниже класса *B*12,5 и не ниже класса бетона фундамента, уменьшенного на одну ступень.

Для пирамидальных сборных фундаментов при больших размерах опирающихся на них колонн рекомендуется сварной (бесстаканный) стык фундамента с колонной. В этом случае следует руководствоваться указаниями по конструированию фундаментов под монолитные железобетонные колонны.

Дополнительные указания по конструированию фундаментов монолитных железобетонных колонн. В монолитных фундаментах с монолитными колоннами размеры поперечного сечения

Таблица 6.6. **Минимальная толщина стенки стакана, расположенной перпендикулярно плоскости действия изгибающего момента**

Тип колонны	Эксцентриситет продольной силы	
	$\leqslant 2h_c$	$> 2h_c$
Прямоугольная	$0{,}2h_c$	$0{,}3h_c$
Двухветвевая	$0{,}2h_{out}$	

подколонника по сравнению с размерами поперечного сечения колонны принимают увеличенными на 50 мм в каждую сторону, что необходимо для удобства установки опалубки колонны.

Отметку верха подколонника назначают на 50 мм ниже уровня чистого пола. Стык колонны с подколонниками устраивают, как правило, на отметке обреза фундамента.

Монолитные фундаменты соединяют с монолитными колоннами стыкованием продольной

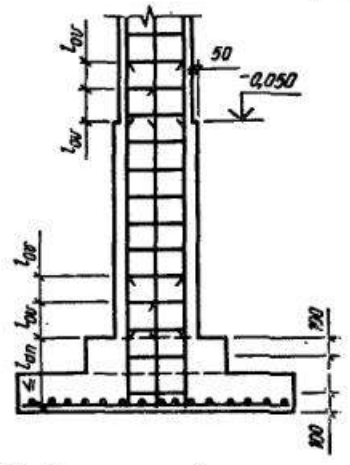


Рис. 6.13. Армирование фундамента монолитной колонны.

арматуры колонны с выпусками стержней из фундамента, причем количество, диаметр и разбивка арматурных выпусков из подколонника должны быть такими же, как и в колонне в месте ее заделки. Заделка выпусков арматуры в фундаменте должна быть не менее l_{an} [см. формулу (5.16)]. Выпуски, как правило, доводят до подколонника и объединяют хомутами или поперечными стержнями.

При большой высоте подколонника путем устройства выпусков из верхней ступени плитной части фундамента может выполняться

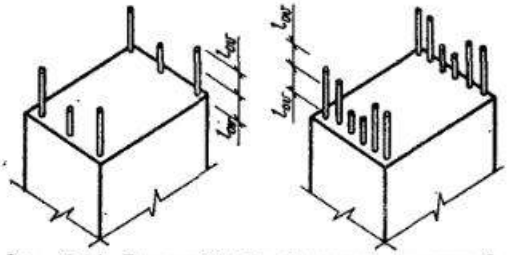


Рис. 6.14. Расположение выпусков стержней периодического профиля для устройства стыков арматуры фундамента с арматурой колонны внахлестку без сварки.

дополнительный стык продольной арматуры (рис. 6.13).

При армировании колонн вязаной арматурой стержни периодического профиля (при их числе у растянутой грани сечения больше двух) стыкуют в двух уровнях (рис. 6.14). Стыки гладких стержней устраивают (в зависимости от их количества) у растянутой грани сечения подколонника в двух или трех уровнях (рис. 6.15).

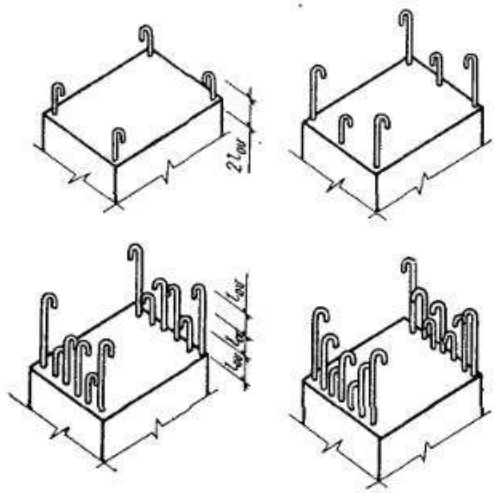


Рис. 6.15. Расположение выпусков гладких стержней для устройства стыков арматуры фундамента с арматурой колонны внахлестку без сварки.

Длину перепуска (нахлестки) стержней в стенке l_{ov} определяют по формуле (5.15).

Выпуски из фундамента назначают с таким расчетом, чтобы стержни большей длины и большего диаметра располагались по углам поперечного сечения подколонника.

В пределах стыка следует устанавливать хомуты с шагом не более 10 диаметров стержня продольной арматуры (берется меньший диаметр).

Выпуски стержней из фундамента для устройства сварных стыков с продольной арматурой колонн с помощью ванной полуавтоматической сварки под флюсом выполняют, как правило, на одном уровне. Длина выпусков должна быть не менее $4d$ стыкуемого стержня и не менее 160 мм; расстояние в свету между выпускаемыми стержнями — не менее 50 мм.

Расчет отдельных фундаментов. Плитную часть отдельных фундаментов рассчитывают по прочности: на продавливание, по наклонным и по нормальным сечениям.

Расчетом на продавливание определяют необходимую высоту плитной части фундамента и высоту ее отдельных ступеней.

Расчет фундамента на продавливание, в соответствии с изложенным в гл. 3, производят из условия

$$F \leqslant R_{bt} b_m H_0, \qquad (6.6)$$

где F — расчетное усилие, вызывающее продавливание (определяется без учета веса фундамента и грунта на его обрезах);

b_m — среднее арифметическое периметров верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания (рис. 6.16).

Для внецентренно-нагруженных фундаментов b_m и F определяют по формулам:

$$b_m = b_c + H_0; \qquad (6.7)$$

$$F = p_g [0{,}5b\,(l - h_c - 2H_0) - 0{,}25\,(b - b_c - 2H_0)^2], \qquad (6.8)$$

если $b - b_c > 2H_0$, в противном случае — по формулам

$$b_m = 0{,}5\,(b + b_c) \qquad (6.9)$$

$$F = 0{,}5 p_g b\,(l - h_c - 2H_0). \qquad (6.10)$$

Здесь p_g — наибольшее краевое давление на грунт, определяемое по формуле (6.2) при $\gamma_m = 0$.

Формулы (6.7) ... (6.9) используют и для расчета центрально-сжатых прямоугольных фундаментов. Для квадратных фундаментов при центральном сжатии

$$b_m = 2\,(b_c + h_c + 2H_0); \qquad (6.11)$$

$$F = N - p_g\,(b_c + 2H_0)\,(h_c + 2H_0). \qquad (6.12)$$

Схему продавливания, показанную на рис. 6.16, принимают при отсутствии подколонника или если его высота $h_{cf} < (l_{cf} - h_c)/2$. При бо́льшей высоте подколонника проверку на продавливание производят от нижнего его обреза; формулы (6.7)...(6.12) остаются справедливыми при замене в них размеров се-

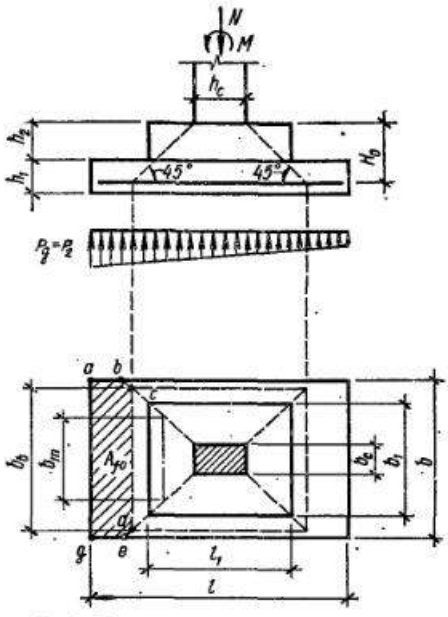


Рис. 6.16. Схема образования пирамиды продавливания в центрально-нагруженных прямоугольных, а также внецентренно-нагруженных фундаментах.

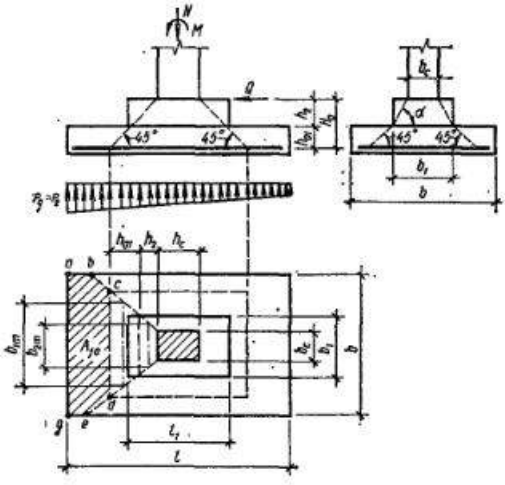


Рис. 6.17. Схема образования пирамиды продавливания в прямоугольных фундаментах с размерами верхней ступени $l_1 > h_c + 2h_2$ и $b_1 < b_c + 2h_2$.

чения колонны h_c и b_c бо́льшим — l_{cf} и меньшим — b_{cf} размерами подколонника в плане соответственно.

В том случае, если одна из сторон верхней ступени прямоугольного фундамента имеет размер $l_1 > h_c + 2h_2$, а другая — $b_1 < b_c + 2h_2$ (рис. 6.17), расчет на продавливание производят из условия

$$F \leqslant R_{bt}\,[h_{01}\,(b_1 + h_{01}) + 0{,}5h_2\,(b_c + b_1)], \quad (6.13)$$

где при $b > b_1 + 2h_{01}$

$$F = p_g\,[0{,}5b\,(l - h_c - 2H_0) - 0{,}25\,(b - b_1 - 2h_{01})^2]. \quad (6.14)$$

При $b < b_1 + 2h_{01}$ величину F определяют по формуле (6.10).

Прямоугольные фундаменты иногда выполняют с различным количеством ступеней в двух направлениях. В этом случае (рис. 6.18) условие прочности при продавливании принимает вид

$$F \leqslant R_{bt}\,[(H_0 - h_3)\,(b_c + H_0 - h_3) + b_c h_3], \quad (6.15)$$

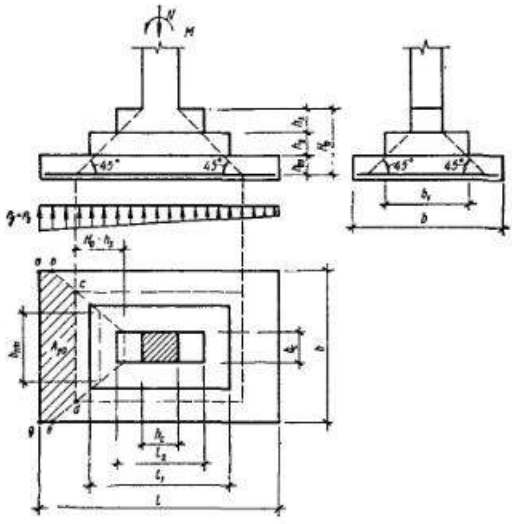


Рис. 6.18. Схема образования пирамиды продавливания в фундаментах, имеющих в двух направлениях разное количество ступеней.

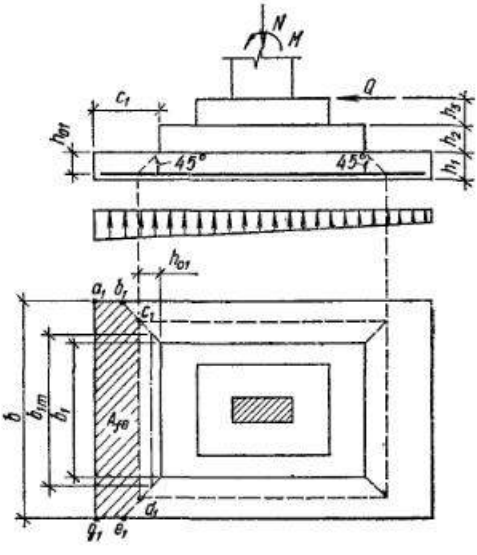


Рис. 6.19. Схема образования пирамиды продавливания в нижней ступени фундамента.

Таблица 6.7. Значения коэффициента φ_f

Давление на грунт p_g, МПа	$b_f = b$			$b - b_f < 2h_{ef}$			$b - b_f = 2h_{ef}$			$b - b_f > 2h_{ef}$		
	Класс бетона											
	B10	B15	B25	B10	B15	B25	B10	B15	B25	B10	B15	B25
0,15	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	
0,20	3	3	3	3	3	3	3	3	3	2,9 / 3	3	3
0,25	3	3	3	3	3	3	3	3	3	2,5 / 2,6	2,8 / 3	3
0,30	3	3	3	3	3	3	2,7 / 2,8	3	3	2,3 / 2,4	2,5 / 2,6	3
0,35	2,8 / 3	3	3	2,7 / 2,9	3	3	2,4 / 2,6	2,7 / 2,9	3	2,1 / 2,2	2,3 / 2,4	2,7 / 2,9
0,40	2,6 / 2,7	2,9 / 3	3	2,5 / 2,7	2,8 / 3	3	2,3 / 2,4	2,5 / 2,7	3	2	2,1 / 2,2	2,5 / 2,6
0,45	2,4 / 2,5	2,7 / 2,8	3	2,3 / 2,5	2,6 / 2,7	3	2,1 / 2,2	2,3 / 2,5	2,8 / 3	1,9	2 / 2,1	2,3 / 2,5
0,50	2,3 / 2,4	2,5 / 2,7	3	2,2 / 2,3	2,4 / 2,6	3	2 / 2,1	2,2 / 2,3	2,6 / 2,8	1,8	1,9 / 2	2,2 / 2,3
0,55	2,2 / 2,3	2,4 / 2,5	2,8 / 3	2,1 / 2,2	2,3 / 2,4	2,7 / 2,9	1,9 / 2	2,1 / 2,2	2,5 / 2,6	1,7	1,8 / 1,9	2,1 / 2,2
0,60	2,1 / 2,2	2,3 / 2,4	2,7 / 2,8	2 / 2,1	2,2 / 2,3	2,6 / 2,8	1,8 / 1,9	2 / 2,1	2,3 / 2,5	1,6 / 1,7	1,7 / 1,8	2 / 2,1

Примечание. Значения в знаменателе принимают при совместном учете крановых и ветровых нагрузок.

где при $b > 2(H_0 - h_3) + b_c$

$$F = p_g \{0{,}5b(l - h_c - 2H_0) - 0{,}25[b - b_c - 2(H - h_3)]^2\}. \quad (6.16)$$

При $b < 2(H_0 - h_3) + b_c$ величину F вычисляют по формуле (6.10).

Расчет плит внецентренно-сжатых фундаментов на продавливание по приведенным формулам идет в запас (правда, небольшой) прочностн. В случае необходимости такой расчет может быть выполнен и по более общим формулам (3.394)...(3.402) гл. 3.

После того как общая высота плитной частн фундамента из условий продавливания подобрана, высоту отдельных ступеней назначают в соответствии с табл. 6.3.

Вынос нижней ступени фундамента c_1 (рис. 6.19) определяют также расчетом на продавливание. Расчет производят по формулам (6.6)...(6.9) с заменой в них H_0, b_m, h_c, b_c соответственно на h_{01}, b_{1m}, l_1 и b_1. Полученное из

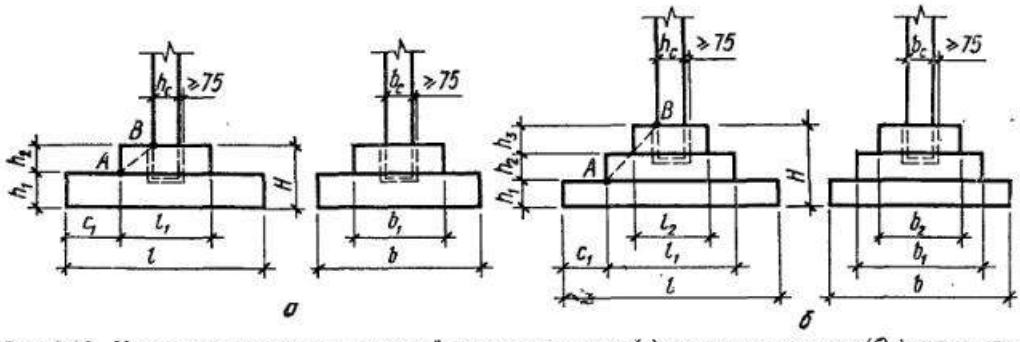


Рис. 6.20. Минимальные размеры ступеней двухступенчатого (а) и трехступенчатого (б) фундамента.

такого расчета значение c_1 должно быть не более величины $\varphi_1 h_{01}$. Значения коэффициентов φ_1 даны в табл. 6.7.

Минимальные размеры в плане остальных ступеней определяют (рис. 6.20) из соотношений:

$$l_1 \geqslant l - 2c_1; \quad b_1 = l_1 b/l; \qquad (6.17)$$

$$l_2 \geqslant \frac{(l - 2c_1 - h_c)\, h_3}{h_2 + h_3} + h_c; \quad b_2 = l_2 b/l. \qquad (6.18)$$

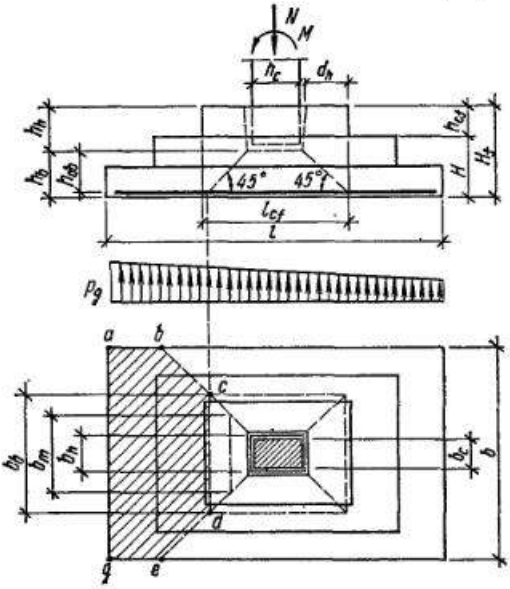


Рис. 6.21. Схема образования пирамиды продавливания при высоте фундамента от подошвы до дна стакана $h_b < H + 0{,}5\,(l_{cf} - h_c)$ и $h_b < H + 0{,}5\,(b_{cf} - b_c)$.

Расчет по приведенным формулам производят при монолитном сопряжении колонны с фундаментом, а также при стаканном сопряжении, если выполняются условия $h_b \geqslant H + 0{,}5\,(l_{cf} - h_c)$ или $h_b \geqslant H + 0{,}5\,(b_{cf} - b_c)$. Если эти условия не выполняются, схему образования пирамиды продавливания принимают по рис. 6.21. Кроме того, в этом случае необходима проверка прочности фундамента на раскалывание.

Расчет на продавливание по схеме, приведенной на рис. 6.21, производят по формуле

$$N \leqslant \frac{bl}{A_{f0}} R_{bt} b_m h_{0b}, \qquad (6.19)$$

где N — расчетная нормальная сила в сечении колонны у фундамента,

$$b_m = b_h + h_{0b}; \qquad (6.20)$$

$$A_{f0} = 0{,}5b\,(l - h_h - 2h_{0b}) - 0{,}25\,(b - b_h - 2h_{0b})^2. \qquad (6.21)$$

Прочность фундамента на раскалывание проверяют по одной из формул — (6.22) или (6.23):

$$N \leqslant 0{,}975\left(1 + \frac{b_c}{h_c}\right) A_{fl} R_{bt}; \qquad (6.22)$$

$$N \leqslant 0{,}975\left(1 + \frac{h_c}{b_c}\right) A_{fb} R_{bt}, \qquad (6.23)$$

где A_{fl}, A_{fb} — площади сечений фундамента плоскостями, проходящими через ось колонны параллельно сторонам соответственно l и b (рис. 6.22).

Формулу (6.22) используют при $b_{cf}/h_c \leqslant A_{fb}/A_{fl}$, формулу (6.23) — при $b_c/h_c > A_{fb}/A_{fl}$. Отношение b_c/h_c в этих формулах

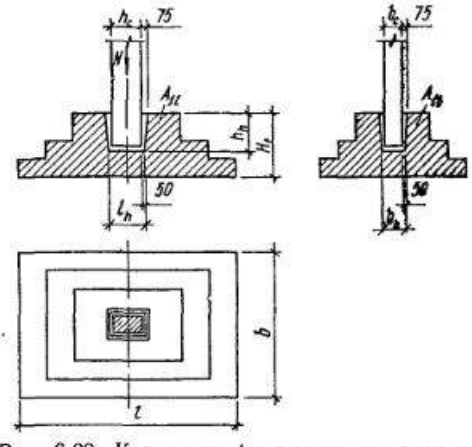


Рис. 6.22. К расчету фундамента на раскалывание.

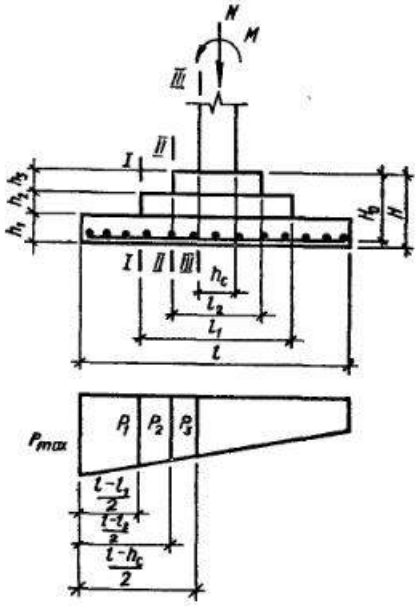


Рис. 6.23. К определению площади сечения арматуры подошвы фундамента.

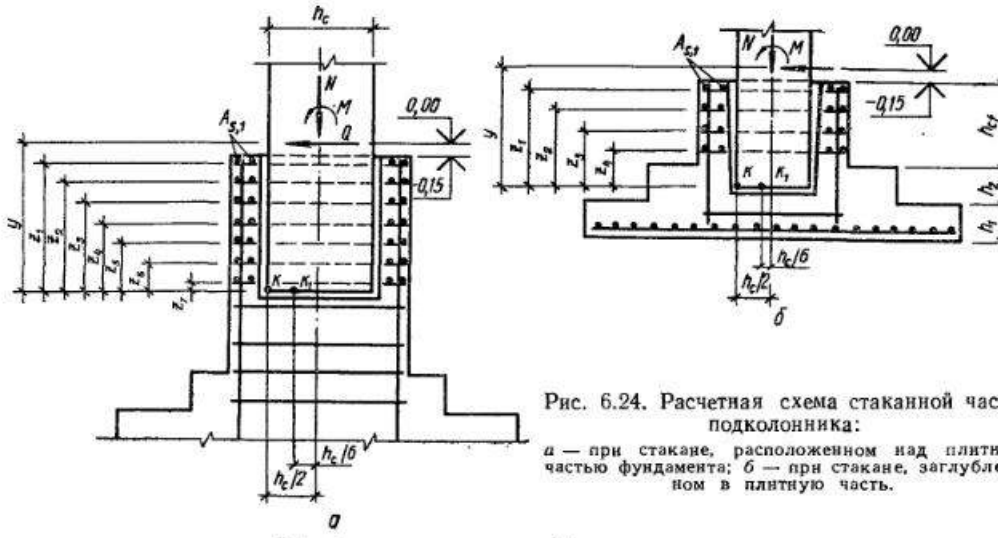


Рис. 6.24. Расчетная схема стаканной части подколонника:

а — при стакане, расположенном над плитной частью фундамента; *б* — при стакане, заглубленном в плитную часть.

принимают не менее, чем 0,4 (соответственно, h_c/b_c — не более 2,5).

Если стакан фундамента не армирован, дополнительно к расчету по формуле (6.19) проверяют прочность при продавливании от верха стакана. Эту проверку выполняют по формуле (6.6), причем правую часть формулы умножают на 0,75.

Прочность по наклонному сечению определяют из условия, что поперечная сила в сечении I — I (рис. 6.23) воспринималась только бетоном. Этот расчет можно выполнять с помощью графиков, приведенных на рис. 6.8, причем должно соблюдаться условие

$$0{,}5\,(l - h_c - 2H_0) \leqslant l_b. \qquad (6.24)$$

Площадь сечения рабочей арматуры на всю ширину фундамента в сеченнях III—III, II—II, I—I (см. рис. 6.23) вычисляют по формулам:

$$A_{sIII} = \frac{M_{III-III}}{0{,}9H_0R_s} =$$

$$= \frac{100}{24}\,\frac{(l - h_c)^2\,(p_3 + 2p_{max})}{0{,}9H_0R_s} =$$

$$= \frac{4{,}65\,(l - h_c)^2\,(p_3 + 2p_{max})}{H_0R_s}; \qquad (6.25)$$

$$A_{sII} = \frac{4{,}65\,(l - l_2)^2\,(p_2 + 2p_{max})}{(H_0 - h_3)\,R_s}; \qquad (6.26)$$

$$A_{sI} = \frac{4{,}65\,(l - l_1)^2\,(p_1 + 2p_{max})}{h_{01}R_s}. \qquad (6.27)$$

Давление на грунт при этом определяют без учета веса фундамента и грунта на его обрезах ($\gamma_m = 0$).

Если условия, приведенные на с. 258, не выполняются, армирование стакана назначают по результатам расчета. Необходимую площадь поперечной арматуры определяют из уравнений (рис. 6.24):

$$\sum_1^n R_{s,i}A_{s,i}z_i = M_k; \quad \sum_1^n R_{s,i}A_{s,i}z_i = M_{k1}. \qquad (6.28)$$

При эксцентриситете внешних сил $e_0 = \frac{M}{N} \geqslant \frac{h_c}{2}$ используют первое из уравнений, в котором

$$M_k = 0{,}8\left(M + Qy - N\,\frac{h_c}{2}\right), \qquad (6.29)$$

при $\frac{h_c}{6} < e_0 < \frac{h_c}{2}$ — второе, где

$$M_{k1} = M + Qy - 0{,}7Ne_0. \qquad (6.30)$$

При $e_0 \leqslant \frac{h_c}{6}$ стенки стакана армируют конструктивно.

Если стакан заглублен в плитную часть фундамента, вся необходимая в соответствии с расчетом по формулам (6.28)...(6.30) арматура должна быть размещена в пределах подколонника (рис. 6.24, *б*).

Подколонники монолитных железобетонных колонн рассчитывают, в случае необходимости (при большой высоте и значительных горизонтальных силах), по общим правилам расчета внецентренно-сжатых железобетонных колонн на усилия, действующие по низу подколонника.

Ленточные фундаменты

Конструирование ленточных фундаментов под ряды колонн. Ленточные фундаменты возводят в виде отдельных лент под поперечные или продольные ряды колонн, либо в виде перекрестных лент (рис. 6.25). Как правило, они имеют тавровое сечение с фундаментной плитой и ребром сверху (рис. 6.25, *в*), однако при грунтах высокой связности иногда применяют тавровый профиль с ребром, обращенным вниз — при этом несколько уменьшается объем земляных работ и упрощается опалубка.

Ширину подошвы ленточного фундамента обычно принимают постоянной по длине. В том случае, если имеются участки с резко повышен-

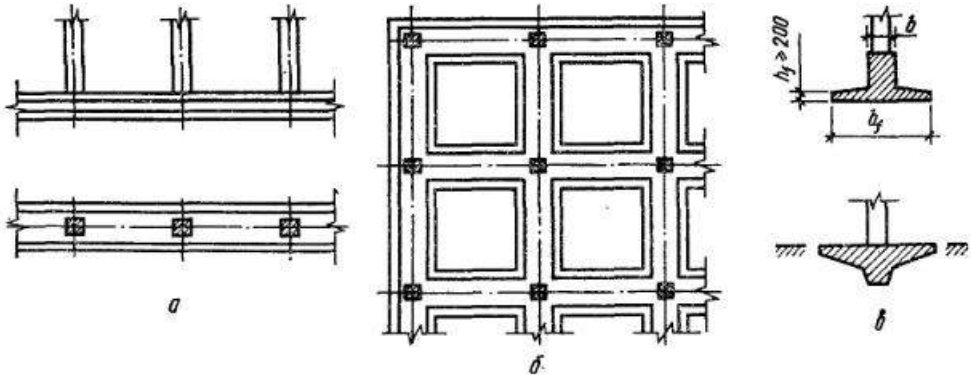


Рис. 6.25. Ленточные фундаменты под колонны:

а, б — в виде лент соответственно отдельных и перекрестных; *в* — варианты поперечного сечения.

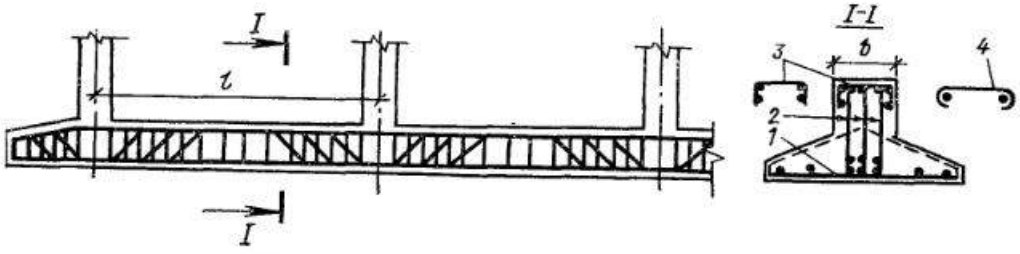


Рис. 6.26. Армирование ленточного фундамента под колонны:

1 — нижние сварные сетки; *2* — сварные каркасы; *3, 4* — верхние сетки соответственно корытообразные и плоские.

ной нагрузкой, устраивают местные уширения фундамента.

Толщину полки у наружного края назначают не менее 200 мм, толщину полки у ребра — из расчета, чтобы поперечная сила от давления грунта могла быть воспринята бетоном без поперечного армирования. При малых вылетах консолей полки ее толщину рекомендуется принимать постоянной.

Толщину ребра принимают исходя из размеров опирающихся на него колонн. При этом для монолитных колонн ребро фундамента должно быть не менее чем на 100 мм шире колонны (по 50 мм в каждую сторону). Для сборных колонн при устройстве стаканных стыков должны быть учтены размеры стакана.

Высоту ребра назначают из условия жесткости ленточного фундамента — жесткость должна быть такой, чтобы под колоннами не возникало резкой концентрации реактивного давления, а неравномерная осадка не превышала 1/1000 расстояния между осями колонн. В то же время жесткость фундамента не должна быть чрезмерной, так как ее увеличение влечет за собой увеличение продольных изгибающих моментов. Кроме результатов расчета, при назначении высоты ребра должны быть приняты во внимание требования к глубине заложения фундамента и положению его обреза.

Ребра ленточных фундаментов армируют (рис. 6.26) вертикально расположенными сварными или вязаными сетками (первый вариант предпочтительней). Количество плоских сварных сеток в ребре определяется его шириной: при $b \leqslant 400$ мм их должно быть не менее двух при 400 мм $< b \leqslant 800$ мм — не менее трех а при большей ширине — не менее четырех.

Расстояния между сетками должны отвечать общим требованиям, предъявляемым к расстоянию между стержнями железобетонных конструкций (см. гл. 5). В тяжелых фундаментах (в связи с увеличением крупности заполнителя) указанные расстояния должны быть не менее 100 мм.

Плоские сварные сетки следует объединять в пространственные каркасы путем приварки поперечных стержней с шагом, превышающим 20 диаметров продольных стержней. Кроме того, верхние стержни каркасов рекомендуется укреплять на всем протяжении фундамента сварными сетками — корытообразными или плоскими с крюками на концах (см. рис. 6.26).

Площадь сечения продольной арматуры ребра определяют расчетом, однако в любом случае должна предусматриваться непрерывная по всей длине фундамента верхняя и нижняя арматура с процентом армирования $\mu_s = 0{,}2...0{,}4$ % каждая. Нижнюю арматуру следует размещать таким образом, чтобы в пределах ширины ребра располагалось не менее 70 % всей арматуры, требуемой по расчету.

Площадь сечения поперечной арматуры (см. рис. 6.26) также устанавливают расчетом. При этом шаг поперечной арматуры в сварных каркасах не должен превышать 20 диаметров продольной арматуры. При армировании ребер вязаными каркасами хомуты должны быть замкнутыми диаметром не менее 8 мм и с шагом

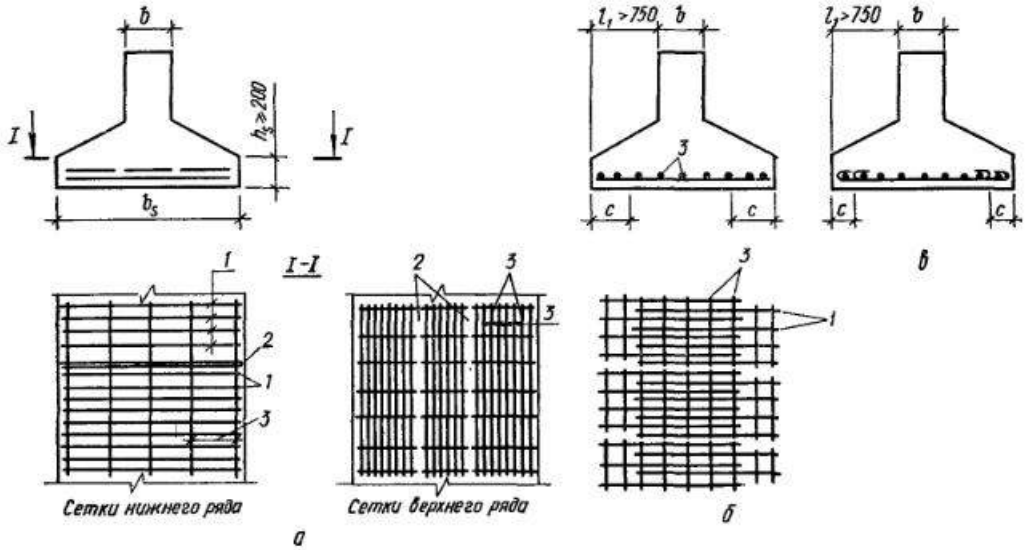


Рис. 6.27. Армирование плит ленточных фундаментов сетками:

а — узкими стандартными сварными; *б* — нестандартными сварными; *в* — вязаными; *1, 3* — рабочие стержни соответственно полки и ленты; *2* — стыки сварных сеток.

не более 15 диаметров продольной арматуры; количество ветвей хомутов должно быть не менее трех при $b \leqslant 400$ мм, не менее четырех при 400 мм $< b \leqslant 800$ мм и не менее шести при бо́льшей ширине ребра.

Полки ленточных фундаментов армируют сварными или вязаными сетками (рис. 6.27). В первом случае целесообразно использовать широкие сетки с рабочей арматурой в двух направлениях. Продольные стержни служат нижней арматурой ленты (ребра), поперечные — арматурой полки Узкие сетки укладывают в два ряда, размещая в нижнем ряду арматуру полки; нижние — без нахлестки, верхние — в продольном направлении стыкуют внахлестку без сварки. При этом должны соблюдаться правила стыковки арматуры в рабочем направлении.

Если вязаные сетки изготовляют из арматуры класса А-I, поперечные стержни должны иметь на концах крюки.

При больших (более 750 мм) вылетах полки половину ее рабочей арматуры можно не доводить до края на расстояние $c = 0{,}5l_1 - 20d$ (см. рис. 6 27, *б*, *в*). Если в полке возможно появление отрицательных моментов, ее следует дополнительно армировать верхней арматурой (см. рис. 6.26, пунктир).

При конструировании ленточных фундаментов под колонны необходимо соблюдать общие конструктивные требования к изгибаемым элементам (см гл. 5), а также изложенные в этой главе требования к размещению и анкеровке арматуры фундаментов и требования по конструированию стыков колонн с фундаментом.

Расчет ленточных фундаментов под ряды колонн. Ленточные фундаменты под ряды колонн рассчитывают в продольном и поперечном направлениях. В результате первого из расчетов определяют давление на грунт под подошвой фундамента, изгибающие моменты и перерезывающие силы в ленте. По этим данным подбирают продольную и поперечную арматуру ребра. В результате второго расчета уточняют толщину свесов полки фундамента и подбирают армирование фундаментной плиты.

Расчет ленточных фундаментов в продольном направлении представляет собой сложную задачу — как в силу сложного характера взаимодействия фундамента и надфундаментной конструкции, так и потому, что механические свойства грунтов зависят от многих факторов, полный учет которых в расчете практически невозможен. Поэтому все существующие методы расчета в той или иной степени условны и, прежде всего, в представлении модели основания.

Для расчета ленточных фундаментов под ряды колонн наиболее приемлема модель упругого (так называемого винклерова) основания. В случае, если основание сложено скальными грунтами, целесообразна модель упругого полупространства

В основу модели упругого основания положено допущение, что в каждой точке контакта подошвы фундамента с грунтом давление пропорционально осадке грунта в этой точке, т. е.

$$p_g = ky, \qquad (6.31)$$

где k — коэффициент жесткости, или коэффициент постели основания, Н/м³.

Одна из главных предпосылок обеспечения достоверности расчета — правильный выбор коэффициента жесткости основания. В настоящее время этот коэффициент определяют с учетом распределительных свойств грунта и неоднородности основания. Для определения коэффициента жесткости в i-м сечении фундамента используют формулу

$$k_i = \frac{p_g}{s_i}, \qquad (6.32)$$

где p_g — среднее давление по подошве фундамента; s_i — осадка в i-й точке от давления p_g, определяемая по соответствующим нормативным документам с учетом геологического строения по вертикали, проходящей через i-е сечение.

Количество рассматриваемых сечений обусловливается степенью неоднородности грунто-

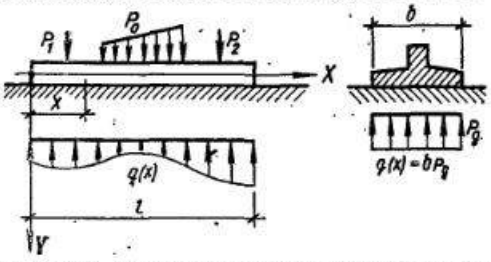


Рис. 6.28. К расчету балки на упругом основании постоянной жесткости.

вого основания в пределах ленты. Коэффициенты жесткости в промежуточных сечениях определяют линейной интерполяцией.

Таким образом, согласно принятой модели ленточный фундамент под ряды колонн рассчитывают как балку, лежащую на упругом основании с переменным, в общем случае, коэффициентом жесткости. Если же в пределах длины балки ее жесткость $E_b I_b$ не меняется и коэффициент жесткости основания имеет постоянное значение (рис. 6.28), решение задачи сводится к решению дифференциального уравнения изогнутой оси балки

$$\frac{m^4}{4} M^{IV} + M = 0, \qquad (6.33)$$

где m — линейная характеристика железобетонной балки на упругом основании:

$$m = \sqrt[4]{4\frac{E_b I_b}{bk}}. \qquad (6.34)$$

В зависимости от соотношения характеристики m и пролета балки l различают жесткие ($l/m \leqslant 0{,}75$), короткие ($0{,}75 < l/m < 3$) и длинные ($l/m \geqslant 3$) балки.

Для длинных балок обычно рассматривают четыре схемы нагружения (рис. 6.29).

Подставляя в общий интеграл уравнения (6.33) соответствующие граничные условия и определяя, таким образом, постоянные интегрирования, можно получить зависимости для определения изгибающего момента в произвольном сечении балки $M(x)$ для каждой схемы нагружения, а по ним — зависимости для определения $Q(x)$, $y(x)$, $y'(x)$. Такие зависимости приведены в табл. 6.8, где

$$\eta_1 = e^{-x/m}\cos\frac{x}{m},$$

$$\eta_2 = e^{-x/m}\sin\frac{x}{m};$$

$$\eta_3 = e^{-x/m}\left(\sin\frac{x}{m} + \cos\frac{x}{m}\right); \qquad (6.35)$$

$$\eta_4 = e^{-x/m}\left(\cos\frac{x}{m} - \sin\frac{x}{m}\right).$$

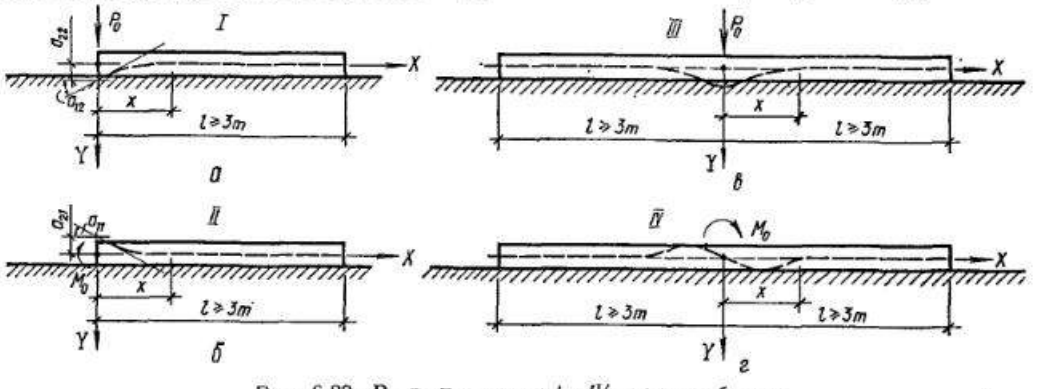


Рис. 6.29. Расчетные схемы *I*...*IV* длинных балок.

Таблица 6.8. **Зависимости для определения усилий и деформаций длинных балок (см. рис. 6.29)**

Усилия, деформации	Схема нагружения			
	I	II	III	IV
$M(x)$	$-mP_0\eta_2$	$M_0\eta_3$	$\frac{m}{4}P_0\eta_4$	$0{,}5M_0\eta_1$
$Q(x)$	$-P_0\eta_4$	$-\frac{2}{m}M_0\eta_2$	$-0{,}5P_0\eta_1$	$-\frac{1}{2m}M_0\eta_3$
$E_bI_by(x)$	$\frac{m^3}{2}P_0\eta_1$	$-\frac{m^2}{2}M_0\eta_4$	$\frac{m^3}{4}P_0\eta_3$	$\frac{m^2}{4}M_0\eta_2$
$E_bI_by'(x)$	$-\frac{m^2}{2}P_0\eta_3$	$mM_0\eta_1$	$-\frac{m^2}{4}P_0\eta_2$	$\frac{m}{4}P_0\eta_4$

Таблица 6.9. Значения коэффициентов η_i

x/m	η_1	η_2	η_3	η_4
0	1	0	1	1
0,1	0,9004	0,0903	0,9907	0,8100
0,2	0,8024	0,1627	0,9651	0,6398
0,3	0,7078	0,2189	0,9267	0,4888
0,4	0,6174	0,2610	0,8784	0,3564
0,5	0,5323	0,2908	0,8231	0,2415
0,6	0,4530	0,3099	0,7628	0,1431
0,7	0,3798	0,3199	0,6997	0,0599
0,8	0,3130	0,3223	0,6354	—0,0093
0,9	0,2528	0,3185	0,5712	—0,0657
1,0	0,1988	0,3096	0,5083	—0,1108
1,1	0,1510	0,2967	0,4476	—0,1457
1,2	0,1092	0,2807	0,3899	—0,1716
1,3	0,0729	0,2626	0,3355	—0,1897
1,4	0,0419	0,2430	0,2849	—0,2011
1,5	0,0158	0,2226	0,2384	—0,2068
1,6	—0,0059	0,2018	0,1959	—0,2077
1,7	—0,0236	0,1812	0,1576	—0,2047
1,8	—0,0376	0,1610	0,1234	—0,1985
1,9	—0,0484	0,1415	0,0932	—0,1899
2,0	—0,0564	0,1231	0,0667	—0,1794
2,1	—0,0618	0,1057	0,0439	—0,1675
2,2	—0,0652	0,0896	0,0244	—0,1548
2,3	—0,0668	0,0748	0,0080	—0,1416
2,4	—0,0669	0,0613	—0,0056	—0,1282
2,5	—0,0658	0,0491	—0,0166	—0,1149
2,6	—0,0626	0,0383	—0,0254	—0,1019
2,7	—0,0608	0,0287	—0,0320	—0,0895
2,8	—0,0573	0,0204	—0,0369	—0,0777
2,9	—0,0535	0,0133	—0,0403	—0,0666
3,0	—0,0493	0,0070	—0,0423	—0,0563
3,1	—0,0450	0,0019	—0,0431	—0,0469
3,2	—0,0407	—0,0024	—0,0431	—0,0383
3,3	—0,0364	—0,0058	20,0426	—0,0306
3,4	—0,0322	—0,0085	—0,0408	—0,0237
3,5	—0,0283	—0,0106	—0,0389	—0,0177
3,6	—0,0245	—0,0121	—0,0366	—0,0124
3,7	—0,0210	—0,0131	—0,0341	—0,0079
3,8	—0,0177	—0,0137	—0,0314	—0,0040
3,9	—0,0147	—0,0139	—0,0286	—0,0008
4,0	—0,0120	—0,0139	—0,0258	0,0019
4,1	—0,0096	—0,0136	—0,0231	0,0040
4,2	—0,0074	—0,0131	—0,0204	0,0057
4,3	—0,0055	—0,0124	—0,0179	0,0070
4,4	—0,0038	—0,0116	—0,0155	0,0079
4,5	—0,0024	—0,0104	—0,0132	0,0085
4,6	—0,0011	—0,0100	—0,0111	0,0089
4,7	—0,0002	—0,0091	—0,0092	0,0090
4,8	0,0007	—0,0082	—0,0075	0,0089
4,9	0,0009	—0,0073	—0,0059	0,0087
5,0	0,0020	—0,0065	—0,0046	0,0084
5,1	0,0024	—0,0056	—0,0033	0,0080
5,2	0,0026	—0,0049	—0,0023	0,0075
5,3	0,0028	—0,0044	—0,0014	0,0069

Коэффициенты η_i (так называемые коэффициенты Циммермана) при различных значениях x могут быть вычислены непосредственно или определены по табл. 6.9.

Из решений, приведенных в табл. 6.8, могут быть получены и коэффициенты влияния краевой деформации, т. е. увеличенные в $E_b I_b$ раз перемещения конца балки от $M_0 = 1$ (схема II) — угол поворота $a_{11} = E_b I_b y'(0)$ и осадка $a_{21} = E_b I_b y(0)$ и от $P_0 = 1$ (схема I) — осадка $a_{22} = E_b I_b y(0)$ и угол поворота $a_{12} = E_b I_b y'(0)$. Здесь

$$a_{11} = m; \tag{6.36}$$

$$a_{12} = a_{21} = -\frac{m^2}{2}; \tag{6.37}$$

$$a_{22} = \frac{m^3}{2}. \tag{6.38}$$

Для коротких балок решение уравнения (6.33) с использованием граничных условий приводит к весьма громоздким формулам. К тому же, при проектировании ленточных фундаментов короткие балки встречаются значительно реже, чем длинные и жесткие, поэтому, как правило, ограничиваются приближенными решениями конкретных задач. Так, для достаточно распространенного случая загружения, показанного на рис. 6.30, решение, полученное вариационным методом Лагранжа — Ритца, имеет вид

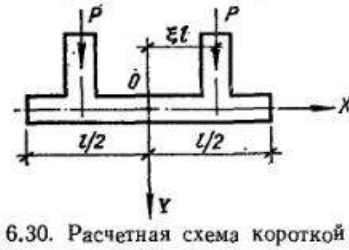


Рис. 6.30. Расчетная схема короткой балки.

$$y = a_1 + a_2\left(x^4 - \frac{3}{2}l^2x^2\right); \tag{6.39}$$

$$y' = a_2(4x^3 - 3l^2x). \tag{6.40}$$

Здесь

$$a_1 = \frac{2P}{kl}\left(1 + \frac{9}{80}\frac{A}{B}l^4\right); \tag{6.41}$$

$$a_2 = \frac{2P}{kl}\cdot\frac{A}{B}, \tag{6.42}$$

где

$$A = \xi^4 - \frac{3}{2}\xi^2 - 0{,}112; \tag{6.43}$$

$$B = 4{,}8\,\frac{E_b I_b}{kb} + 0{,}0091 l^4. \tag{6.44}$$

Это решение справедливо и при $\xi = 0$, т. е. для балки, загруженной посередине сосредоточенной силой $2P$. Эпюры M и Q здесь следует строить не по дифференциальным соотношениям $M = -E_b I_b y''$ и $Q = E_b I_b y^{III}$, а по эпюре давления $q(x) = bky(x)$.

При расчете жестких (рис. 6.31) балок изгибными деформациями пренебрегают. Давление на грунт по подошве фундамента вычисляют по формулам сопротивления материалов

$$p_{g(1,2)} = \frac{p_0}{bl}(1 \pm 3) \pm 6\frac{M}{bl^2}, \tag{6.45}$$

осадки — по найденным давлениям из соотношения (6.31).

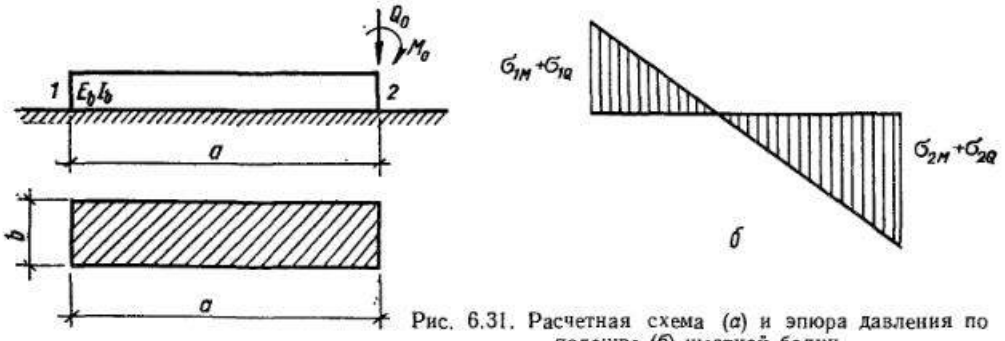


Рис. 6.31. Расчетная схема (*а*) и эпюра давления по подошве (*б*) жесткой балки.

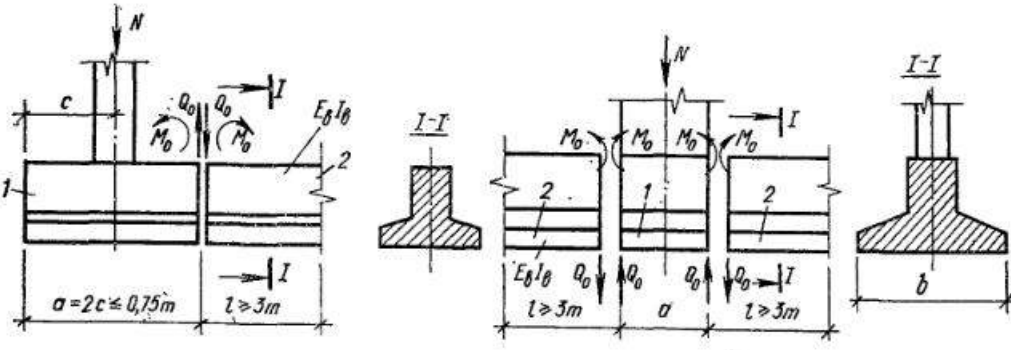


Рис. 6.32. К расчету комбинированных балок:

а — концевой участок фундаментной балки; *б* — узел сопряжения промежуточной колонны с балкой; *1, 2* — балки соответственно жесткие и длинные.



Рис. 6.33. К примеру 6.1:

а — расчетная схема; *б, в* — эпюры при действии груза соответственно крайнего и промежуточного; *1, 2* — балки соответственно жесткая и длинная; *3* — ось симметрии фундамента.

Коэффициенты влияния краевых деформаций для таких балок имеют вид

$$a_{11} = 3\frac{m^4}{l^3}; \qquad (6.46)$$

$$a_{12} = a_{21} = -1{,}5\frac{m^4}{l^2}; \qquad (6.47)$$

$$a_{22} = \frac{m^4}{l}. \qquad (6.48)$$

В практике проектирования также часто встречаются комбинированные схемы, образующиеся сочетанием жестких и длинных балок (рис. 6.32). К задачам такого типа относится расчет концевого участка фундаментной балки (рис. 6.32, *а*), расчет узла сопряжения фундаментной балки с колонной при большой ширине последней (рис. 6.32, *б*) и др.

Решение задачи для указанных систем получается из условия неразрывности деформаций на границе между жесткой и длинной балками

Момент и перерезывающую силу в сопряжении балок определяют из системы уравнений

$$\Sigma a_{11} M_0 + \Sigma a_{12} Q_0 + a_{1p} = 0; \qquad (6.49)$$

$$\Sigma a_{21} M_0 + \Sigma a_{22} Q_0 + a_{2p} = 0, \qquad (6.50)$$

где Σa_{ik} — сумма коэффициентов влияния составляющих балок; a_{ip} — соответствующее взаимное смещение от внешних нагрузок.

Пример 6.1. Дано: ленточный фундамент загружен сосредоточенными силами P_1 и P_2; схема и размеры фундамента показаны на рис. 6.33, *а*. Размеры колонн невелики, так что жесткие участки под ними можно не учитывать. Линейная характеристика ленты $m = 2$.

Требуется определить давление по подошве и внутренние усилия M и Q

Расчет. Искомые величины определим отдельно от действия сил P_1 и P_2. При расчете на действие крайнего груза фундамент представим в виде двух сопрягающихся балок — короткой консоли пролетом $l = 1$ м ($l < 0{,}75m = 1{,}5$ м) и длинной балки. В месте сопряжения действуют неизвестные усилия M_0 и Q_0 (рис. 6.33, *б*). Для их определения используем систему уравнений (6.49), (6.50).

В соответствии с (6.36) ... (6.38) и (6.46) ... (6.48).

$$\Sigma a_{11} = 3\frac{m^4}{l^3} + m = 3\frac{2^4}{1^3} + 2 = 50;$$

$$\Sigma a_{12} = \Sigma a_{21} = -\frac{m^2}{2} + 1{,}5\frac{m^4}{l^2} =$$

$$= -\frac{2^2}{2} + 1{,}5\frac{2^4}{1^2} = 22;$$

$$\Sigma a_{22} = \frac{m^4}{l} + \frac{m^3}{2} = \frac{2^4}{1} + \frac{2^3}{2} = 20.$$

Следует иметь в виду, что момент $M_0 = 1$, приложенный к консоли, вызывает отрицательное перемещение по направлению силы Q_0, момент $M_0 = 1$, приложенный к длинной балке — положительное

При принятой основной системе внешняя нагрузка приложена только к балке (консоль внешними силами не загружена). Поэтому

$$a_{1p} = P_1 a_{12} = -P_1\frac{m^2}{2} = -\frac{2^2}{2}P_1 = -2P_1;$$

$$a_{2p} = P_1 a_{22} = P_1\frac{m^3}{2} = \frac{2^3}{2}P_1 = 4P_1.$$

В результате получена система уравнений:

$$50M_0 + 22Q_0 - 2P_1 = 0;$$

$$22M_0 + 20Q_0 + 4P_1 = 0,$$

решая которую, находим: $M_0 = 0{,}248P_1$; $Q_0 = -0{,}473P_1$

Таким образом, к длинной балке приложена на конце вертикальная сила $P_0 = P_1 - 0{,}473P_1 = 0{,}527P_1$ и момент M_0. Используя формулы табл. 6.8. для схем I и II и учитывая, что $q = bky = 4E_b I_{by}/m^4$ (это очевидно следует из формулы (6.34), получим:

$$q = (0{,}527\eta_1 - 0{,}124\eta_4)P_1;$$

$$M = (-1{,}054\eta_2 + 0{,}248\eta_3)P_1;$$

$$Q = (-0{,}527\eta_4 - 0{,}248\eta_2)P_1.$$

Пользуясь табл. 6.9, вычисляем ординаты эпюр q, M, Q. Начало отсчета помещаем при этом под силой P_1.

Краевые давления под короткой консолью вычисляем по формулам:

$$q_1 = \frac{6M_0}{l^2} + 2\frac{Q_0}{l} = \left[\frac{6 \cdot 0{,}248}{1^2} + \right.$$

$$\left. + \frac{2 \cdot (-0{,}473)}{1^2}\right]P_1 = 0{,}542P_1;$$

$$q_2 = -\frac{6M_0}{l^2} - 4\frac{Q_0}{l} = \left[-\frac{6 \cdot 0{,}248}{1^2} - \right.$$

$$\left. - \frac{4 \cdot (-0{,}473)}{1^2}\right]P_1 = 0{,}404P_1.$$

Эпюры давления и внутренних от крайней нагрузки усилий показаны на рис. 6.33, *б*.

Далее определяем искомые величины от нагрузки P_2, приложенной на расстоянии 9 м от левого края фундамента ($l/m > 3$). По формулам для схемы III имеем

$$q = 0{,}35P_1\eta_3; \quad M = 0{,}70P_1\eta_4; \quad Q = -0{,}70P_1\eta_1.$$

Эпюры q, M и Q, построенные по этим зависимостям, приведены на рис. 6.33, *в*.

Точно так же строятся эпюры q, M и Q от действия силы P_2, приложенной по оси симметрии фундамента (на рис. 6.33 они не показаны).

Полные эпюры q, M и Q находим суммированием решений, полученных для каждого из грузов.

Для расчета балок постоянной жесткости на упругом основании с постоянной жесткостью можно также использовать таблицы, составленные С. Н. Клепиковым [25].

Преимущество приведенного решения — сравнительно небольшой объем вычислений, что позволяет легко обходиться без ЭВМ, недостаток — ограниченная область применения.

Для решения задачи в общем случае наиболее удобны методы, основанные на замене континуальной системы «балка — грунт» дискретной схемой: метод начальных параметров, разработанный С. Н. Клепиковым, и метод конечных разностей. Последний наиболее универсален, так как позволяет рассчитывать балки переменной жесткости при переменной же жесткости основания.

Метод конечных разностей основан на замене производных их приближенными конечно-разностными выражениями. Так, общеизвестное дифференциальное уравнение изогнутой оси балки $EI(x)\,y'' = -M(x)$ может быть представлено в виде системы уравнений

$$y_{i-1} - 2y_i + y_{i+1} =$$

$$= -\frac{a^2}{EI_i}M_i \quad (i = 1, 2, \ldots, n-1), \qquad (6.51)$$

где a — расстояние между соседними точками.

Имея в виду, что

$$M_i = \frac{a^2 b}{6}\left[(3i-1)\,p_0 + 6\sum_{j=1}^{i-1}(i-j)\,p_j + p_i\right] + M_{0i}, \qquad (6.52)$$

где M_{0i} — изгибающий момент от внешних сил, и заменяя в выражении (6.51) прогибы на реактивные давления, после некоторых преобразований придем к системе из $n-1$ уравнений, содержащих $n+1$ неизвестных,

$$\left.\begin{aligned}
&2\left(1+3\frac{EI_1}{a^4 b k_0}\right)p_0 + \left(1-12\frac{EI_1}{a^4 b k_1}\right)p_1 + \\
&+6\frac{EI_1}{a^4 b k_2}p_2 + 6\frac{M_{01}}{a^2 b} = 0;\\
&5p_0 + 6\left(1+\frac{EI_2}{a^4 b k_1}\right)p_1 + \\
&+\left(1-12\frac{EI_2}{a^4 b k_2}\right)p_2 + 6\frac{EI_2}{a^4 b k_3}p_3 + \\
&+6\frac{M_{02}}{a^2 b} = 0;\\
&\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\\
&(3i-1)\,p_0 + 6\left(1+\frac{EI_i}{a^4 b k_{i-1}}\right)p_{i-1} + \\
&+\left(1-12\frac{EI_i}{a^4 b k_i}\right)p_i + 6\frac{EI_i}{a^4 b k_{i+1}}p_{i+1} + \\
&+6\sum_{j=1}^{i-2}(i-j)\,p_j + 6\frac{M_{0i}}{a^2 b} = 0;\\
&\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\\
&(3n-4)\,p_0 + 6\left(1+\frac{EI_{n-1}}{a^4 b k_{n-2}}\right)p_{n-2} + \\
&+\left(1-12\frac{EI_{n-1}}{a^4 b k_{n-1}}\right)p_{n-1} + 6\frac{EI_{n-1}}{a^4 b k_n}p_n + \\
&+6\sum_{j=1}^{n-3}(n-j-1)\,p_j + 6\frac{M_{0(n-1)}}{a^2 b} = 0.
\end{aligned}\right\} \qquad (6.53)$$

Эта система совместно с уравнениями

$$\left.\begin{aligned}
&\left(p_0 + 2\sum_{i=1}^{n-1}p_i + p_n\right)\frac{ab}{2} + \Sigma Y_0 = 0;\\
&\left[(3n-1)\,p_0 + 6\sum_{i=1}^{n-1}(n-i)\,p_i + p_n\right]\times\\
&\times\frac{a^2 b}{6} + \Sigma M_0 = 0,
\end{aligned}\right\} \qquad (6.54)$$

где ΣY_0 и ΣM_0 — соответственно сумма проекций всех внешних сил на вертикальную ось и их момент относительно правого конца балки, решает задачу определения давлений под подошвой фундамента, после чего легко определить усилия в балке.

В рамках метода конечных разностей можно решать задачу и другим путем, принимая в качестве неизвестных, например, изгибающие моменты в узловых точках балки.

При расчете фундамента на ЭВМ следует учитывать сопротивление изгибу надфундаментных конструкций (рис. 6.34). В этом случае

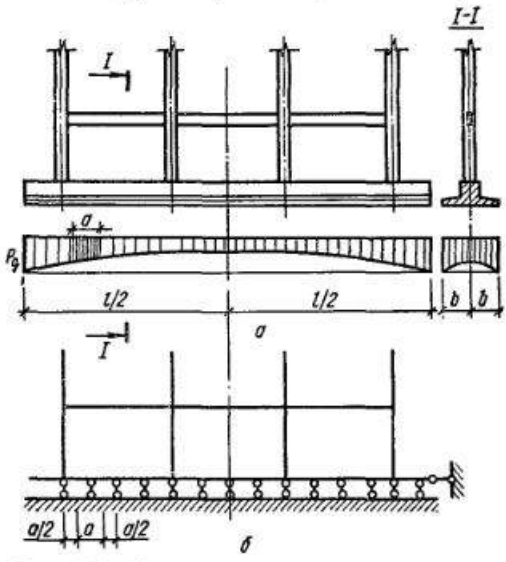


Рис. 6.34. К расчету ленточного фундамента с учетом сопротивления изгибу надфундаментных конструкций:
а — конструктивная схема; *б* — расчетная схема.

также принимают дискретную систему — грунтовое основание заменяют часто расположенными упругими опорами в виде шарнирно-опертых по концам стерженьков длиной 1 м или 1 см; жесткость такой опоры C_i, кН/м или Н/м, принимается равной

$$C_i = k_i b a, \qquad (6.55)$$

где a, b — шаг стерженьков в продольном и поперечном направлениях.

Указанная расчетная схема представляется наиболее перспективной. Она может быть реализована при любой конструктивной схеме каркаса здания по стандартным программам для стержневой системы с учетом изгибных и осевых деформаций стержней. При этом расчет может быть выполнен не только в предположении линейно-упругого деформирования конструкции и грунта основания, но и с учетом нелинейности их деформирования.

Нелинейность деформирования железобетона и грунта может быть учтена и при расчете фундамента на ЭВМ как отдельной балки. Систему уравнений (6.53) и (6.54) при этом решают многократно, с последовательным уточнением жесткостей балки B_i (для упругой балки $B_i = EI_i$) и коэффициентов k_i. Рекомендации по определению жесткостей B_i даны в настоящей главе (см. «Рамы. Расчет с учетом пластических

деформаций»). Рекомендации по назначению коэффициентов k_i в зависимости от величины давления p_i приведены в [25].

В случае применения для грунта модели упругого полупространства (при проектировании ленточных фундаментов, опирающихся на скальное основание) также может быть использована расчетная схема, приведенная на рис. 6.34. Перемещение, вызванное осадкой i-й опоры, от неизвестного $X_k = 1$, приложенного к k-й опоре, при этом определяют по формуле

$$y_{ik} = \frac{1 - \nu_g^2}{\pi E_g b} F_{ik}, \qquad (6.56)$$

Таблица 6.10. **Значения функции осадки поверхности F_{ik}**

l_{ik}/b	l/b			
	2/3	1	2	3
0	4,265	3,525	2,406	1,867
1	1,069	1,038	0,929	0,829
2	0,508	0,505	0,490	0,469
3	0,336	0,335	0,330	0,323
4	0,251	0,250	0,249	0,246
5	0,200	0,200	0,199	0,197
6	0,167	0,167	0,166	0,165
7	0,143	0,143	0,143	0,143
8	0,125	0,125	0,125	0,125
9	0,111	0,111	0,111	0,111
10	0,100	0,100	0,100	0,100

Примечание. l_{ik} — расстояние между точками i и k.

где E_g и ν_g — соответственно модуль упругости и коэффициент Пуассона грунта; F_{ik} — функция осадки поверхности в точке i от силы $X_k = 1$; численные значения этой функции даны в табл. 6.10.

Статический расчет перекрестных ленточных фундаментов под ряды колонн сводится к расчету системы перекрестных балок (балочного ростверка), лежащих на упругом основании (при опирании на скальные грунты — на упругом полупространстве)

С точки зрения строительной механики такая система представляет собой плоскую раму, работающую на пространственную нагрузку. В таких системах внутренние усилия имеют шесть составляющих: изгибающие моменты и перерезывающие силы в главных плоскостях инерции, осевое усилие и крутящий момент. Однако при действии нагрузок, перпендикулярных плоскости рамы (что имеет место при расчете ленточных фундаментов), изгибающие моменты, перерезывающие усилия и нормальные силы, лежащие в этой плоскости, можно принять равными нулю.

В практике проектирования, как правило, пренебрегают и крутящими моментами в узлах (хотя в действительности указанные усилия отсутствуют только в отдельных узлах). При этом предполагается, что на гранях лент, примыкающих к подколоннику (рис. 6.35), возникают одинаковые усилия, равные

$$Q_0 = \frac{N}{4 + \dfrac{A_{cf}}{mb}}; \qquad (6.57)$$

$$M_0 = \frac{m}{2} \cdot \frac{N}{4 + \dfrac{A_{cf}}{mb}}, \qquad (6.58)$$

где m — линейная характеристика балок, определяемая по формуле (6.34); A_{cf} — площадь подошвы подколонника.

Дальнейший расчет лент может быть выполнен по любому из приведенных методов. Однако при этом останутся неустановленными крутящие моменты в ленте, пренебрегать которыми при конструктивном расчете нельзя. Поэтому крутящие моменты в лентах определяют по углам наклона изогнутой оси лент перпендикулярного направления в точках пересечения. Полученные таким образом значения T оказываются завышенными.

Перекрестные ленты на ЭВМ рекомендуется рассчитывать с учетом изгиба надфундаментных конструкций и с привлечением расчетной схемы, показанной на рис. 6.34. При этом возможно использовать стандартные программы расчета стержневых пространственных систем (программы типа МАРСС-ЕС).

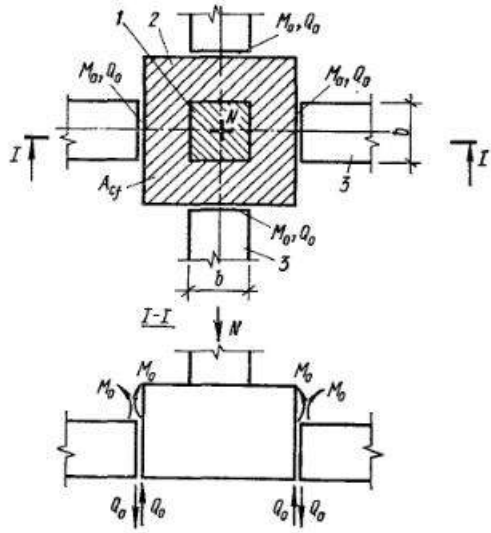


Рис. 6.35. К расчету перекрестного ленточного фундамента:

1 — колонна; *2* — подколонник; *3* — ленты перекрестного фундамента

В последнее время появились предложения по расчету перекрестных ленточных фундаментов с учетом неупругих деформаций железобетона. Такая методика и программа для ее реализации на ЭВМ разработана, например, Киевским филиалом Гипронииздрава МЗ СССР. Использование методики позволяет сэкономить материалы на 10...15 %.

Таким образом, методы расчета ленточных фундаментов под колонны позволяют опреде-

лить давление по подошве фундамента и внутренние усилия в ленте, что дает возможность уточнить ее сечение и подобрать продольную рабочую арматуру, хомуты и отгибы. Данные статического расчета используют и при расчете фундаментов по поперечному направлению — консольные выступы полок рассчитывают на наибольшее по длине ленты давление.

Расчет полок ленточного фундамента практически ничем не отличается от расчета ступеней отдельных фундаментов. Он позволяет по величине изгибающего момента в сечении I—I (рис. 6.36) подобрать рабочую арматуру полки, а также ее высоту (из того условия, чтобы при действии поперечной силы не требовалось постановки поперечной арматуры полки).

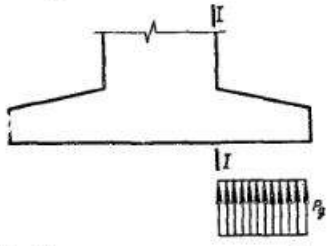


Рис. 6.36. К расчету ленточного фундамента в поперечном направлении

Ленточные фундаменты под стены. Железобетонные ленточные фундаменты под стены выполняют монолитными и сборными. Монолитные представляют собой непрерывную ленту, как правило, прямоугольного сечения (рис. 6.37, *а*); при большой ширине фундамента его целесообразно осуществлять с трапецеидальным

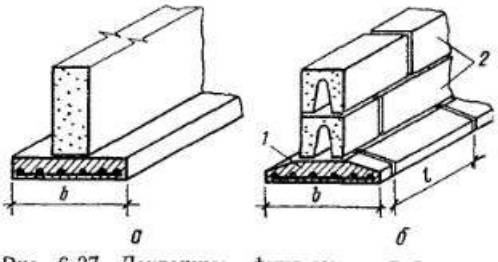


Рис. 6.37. Ленточные фундаменты под стены зданий:

а — монолитный; *б* — сборный; *1* — блок-подушка; *2* — фундаментный блок

поперечным сечением. Сборные железобетонные фундаменты состоят из блоков-подушек и фундаментных блоков (рис. 6.37, *б*). Блоки-подушки могут быть сплошными, ребристыми и пустотными и укладываться вплотную или с зазорами.

Ленточные фундаменты под стены представляют собой малоармированную железобетонную конструкцию, стоимость которой на 85...90 % определяется стоимостью бетона. Поэтому удешевление фундамента может быть достигнуто за счет оптимизации его сечения. В частности, целесообразно уменьшение высоты ленточных фундаментов под стены за счет применения бетона классов *В*22,5 и выше.

Армируют ленточные фундаменты под стены укладываемыми понизу сварными сетками с рабочими стержнями только в поперечном направлении.

При конструировании ленточных фундаментов должны соблюдаться общие требования в отношении размеров фундамента, расположения и анкеровки арматуры, изложенные в настоящей главе (см. «Конструирование отдельных фундаментов»).

Ленточные фундаменты рассматриваемого типа предназначены для распределения давления на грунт только в поперечном направлении; распределение нагрузки в продольном направлении должно обеспечиваться самими стенами. Поэтому рассчитывать такие фундаменты следует только в поперечном направлении. Такой расчет ничем не отличается от соответствующего расчета ленточных фундаментов под ряды колонн.

Сплошные плитные фундаменты

Плитные фундаменты выполняют в виде железобетонных плоских, ребристых или коробчатых плит (рис. 6.38). Выбор типа зависит от конструктивной схемы здания, величин и характера распределения нагрузок, несущей способности и деформативности основания. Конфигурацию фундамента в плане следует выбирать таким образом, чтобы равнодействующая основных нагрузок от сооружения проходила как можно ближе к его центру.

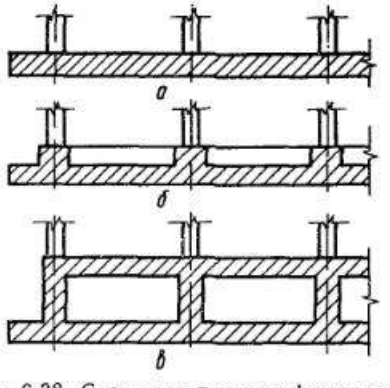


Рис. 6.38. Сплошные плитные фундаменты:

а—в — плиты соответственно плоская, ребристая и коробчатая

Наиболее эффективны, как правило, фундаменты в виде плоской плиты, отличающиеся простотой конструкции и технологичностью изготовления.

Плоские фундаментные плиты рекомендуется применять при расстоянии между колоннами до 9 м и нагрузках на колонну до 10 000 кН. Толщину плиты принимают равной примерно $^1/_6$ расстояния между колоннами.

Для повышения сопротивления плиты продавливанию в местах опирания на нее колонн (особенно, тяжело нагруженных) устраивают уширения по типу капителей в безбалочных перекрытиях.

Сплошные плитные фундаменты армируют в одном направлении вертикально расположенными сварными сетками, в другом — горизонтальными сварными сетками или отдельными стержнями. Необходимую площадь рабочей арматуры определяют расчетом. Монтажные стыки рабочей арматуры рекомендуется выполнять с помощью ванной сварки в инвентарных формах.

В том случае, если прочность плит на продавливание недостаточна (как правило, это бывает при бескапительном опирании колонн), следует предусматривать специальную поперечную арматуру, расположенную в пределах граней пирамид продавливания.

Ребристые плиты рекомендуется применять при нагрузках более 10 000 кН на колонны и расстояниях более 9 м между ними. Такие плиты могут оказаться целесообразными также при необходимости обеспечения большой жесткости фундамента.

Толщина плиты в ребристых плитных фундаментах может быть принята равной $^1/_8 \ldots ^1/_{10}$ пролета. Ребра следует устраивать только по осям рядов колонн. Толщину и высоту ребра назначают из тех же условий, что и в ленточных фундаментах под ряды колонн.

Ребра сплошных ребристых фундаментов армируют сварными либо вязаными сетками с соблюдением правил армирования ребер ленточных фундаментов под ряды колонн. Плиты ребристых фундаментов армируют сварными или вязаными сетками, расположенными по верху и низу плиты. Количество рабочей арматуры определяется расчетом.

Полые коробчатые фундаменты обладают наибольшей жесткостью. Однако они требуют бо́льшего расхода материалов и сложны в изготовлении. Опыт проектирования в сопоставимых по нагрузкам и характеристикам грунтов условиях показал, что коробчатые фундаменты по сравнению с плоскими требуют вдвое большего расхода бетона и стали. В связи с этим такие фундаменты можно применять только в особых случаях при технико-экономическом обосновании.

При конструировании сплошных фундаментов должны соблюдаться изложенные в гл. 5 общие конструктивные требования, а также требования по расположению и анкеровке арматуры в фундаментах.

Сплошные фундаменты следует рассчитывать как плиты на упругом основании. При этом важно учитывать изменение коэффициента постели по площади плиты — расчет в предположении постоянного коэффициента жесткости основания может дать не только количественно, но и качественно неверные результаты. Коэффициенты жесткости в различных точках по плану плиты (не менее, чем в девяти) определяют так же, как и для ленточных фундаментов под ряды колонн.

Для расчета плит применяют метод сеток, МКЭ, а также дискретную модель плиты в виде системы перекрещивающихся балок. При расчете плит с учетом изгиба надфундаментной конструкции (такой расчет при наличии соответствующего математического обеспечения наиболее эффективен) может быть использована дискретная модель основания, показанная на рис. 6.34. Жесткость опор-стерженьков определяют при этом по формуле (6.55).

В результате статического расчета плиты определяют внутренние усилия, по которым подбирают рабочую арматуру. Сплошные плиты, кроме того, рассчитывают на продавливание.

Колонны

В строительстве преимущественно применяют колонны сплошного квадратного и прямоугольного сечения, развитого в плоскости действия большего изгибающего момента, а также двухветвевые с ветвями прямоугольного сечения (рис. 6.39) Последние рекомендуется использовать при значительных нагрузках и высоте колонны более 12...14 м.

Колонны могут быть призматическими и ступенчатыми. Последние используют для зданий, оборудованных мостовыми кранами; они состоят из подкрановой и надкрановой частей.

Типы и размеры сборных колонн выбирают в соответствии с номенклатурой и типоразмерами унифицированных сборных железобетонных изделий и конструкций.

Для уменьшения количества типоразмеров монолитных колонн ширину и высоту прямоугольных сечений следует принимать кратными 100, 200 и 300 мм для размеров соответственно до 600, более 600 и более 1200 мм.

Конструирование колонн

Размеры сечений колонн принимают такими, чтобы их гибкость l_0/i в любом направлении не превышала:

для железобетонных колонн — элементов зданий — 120 (для прямоугольных сечений $l_0/h \leqslant 35$), для прочих железобетонных колонн — 200 ($l_0/h \leqslant 57$);

для бетонных из тяжелого и мелкозернистого бетонов — 90 ($l_0/h \leqslant 27$), из легкого — 70 ($l_0/h \leqslant 21$).

Размеры поперечных сечений колонн (b и h) назначают унифицированными в соответствии с табл. 6.11

В целях унификации сечения колонн под разные нагрузки в пределах одного здания рекомендуется принимать одинаковыми, регулируя несущую способность за счет изменения армирования в допустимых пределах и повышения класса бетона на одну ступень. При этом следует исходить из условия, что принятые размеры должны быть оптимальными для возможно большего количества унифицируемых колонн.

Ширину сечения колонны, несущей монолитно связанную с ней балку перекрытия, принимают не меньше толщины ребра последней, размеры оголовка — не менее размеров сечения верхней части колонны При этом для одностороннего опирания несущих конструкций покрытия размер оголовка должен быть не менее 300, для двухстороннего — не менее 400, если опираются конструкции пролетом до 12 м, и не менее 500 мм, если пролет опирающихся конструкций равен или превышает 12 м.

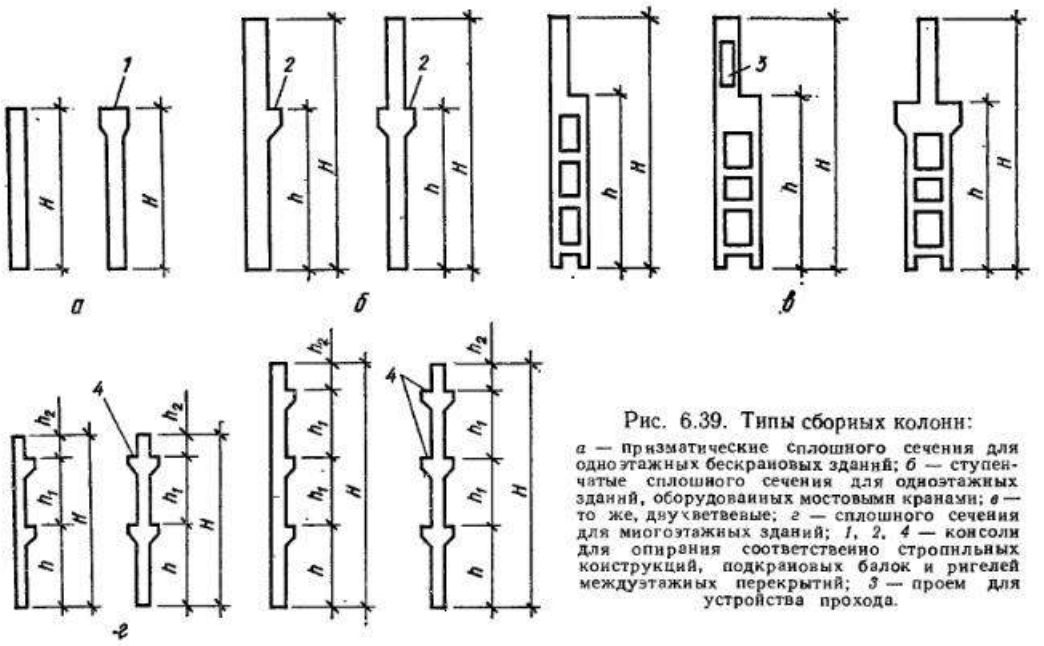


Рис. 6.39. Типы сборных колонн:

а — призматические сплошного сечения для одноэтажных бескрановых зданий; *б* — ступенчатые сплошного сечения для одноэтажных зданий, оборудованных мостовыми кранами; *в* — то же, двухветвевые; *г* — сплошного сечения для многоэтажных зданий; *1*, *2*, *4* — консоли для опирания соответственно стропильных конструкций, подкрановых балок и ригелей междуэтажных перекрытий; *3* — проем для устройства прохода.

Для изготовления колонн применяют бетон класса не ниже *В*15, а для сильно нагруженных — не ниже *В*22,5. Для армирования колони используется стержневая арматура, реже — уголковая или фасонная сталь. Арматуру из уголковой стали иногда размещают без защитного слоя, оконтуривая углы колонн (так называемые «брусковые сечения»).

Толщину защитного слоя бетона для продольной и поперечной стержневой арматуры колонн, находящихся в обычных условиях эксплуатации (при отсутствии агрессивных воздействий), принимают по табл. 5.19, а для продольной арматуры из уголковой и фасонной стали — не менее 50 мм.

Концы продольных рабочих стержней, не привариваемых к анкерующим деталям, должны отстоять от торца элемента на расстоянии, указанном в гл. 5 (см. «Расположение арматуры»). Торцы поперечных стержней сварных каркасов должны иметь защитный слой не менее 5 мм.

Площадь сечения рабочей арматуры колонн определяют расчетом. Она должна быть не менее указанной в табл. 6.1 и, как правило, не более 3 % полной площади сечения, а при арматуре из уголковой и фасонной стали — не более 5 % этой площади.

Сечения колонн, испытывающих действие изгибающих моментов, различных по знаку, но близких по величине, рекомендуется армировать симметричной продольной арматурой.

Диаметр продольных рабочих стержней сборных колонн принимают не менее 16 мм. Для монолитных колонн, а также для конструктив-

Таблица 6.11. **Унифицированные размеры поперечных сечений колонн**

Ширина сечения колонны или ветви *b*, мм	Высота сечения колонны или ветви *h*, мм									
	300	400	500	600	700	800	900	1000	1200	далее кратно 300
200		××	××	××						
250			××	××						
300	×			××						
400		×	○	×	×	×	×			
500			×	○	×	×	×	×		
600				×		×	×	×	×	
Далее кратно 200										×

Примечания: 1. Условные обозначения: × — рекомендуемые размеры для сплошных сечений колони; ×× — рекомендуемые размеры сечений для двухветвевых колони; ○ — не рекомендуемые, но допускаемые при условии использования типовой опалубки.

2. Для двухветвевых колонн размеры относятся к сечению одной ветви.

3. При высоте прямоугольного сечения колонны 1000 мм и более рекомендуется переходить на двухветвевые колонны.

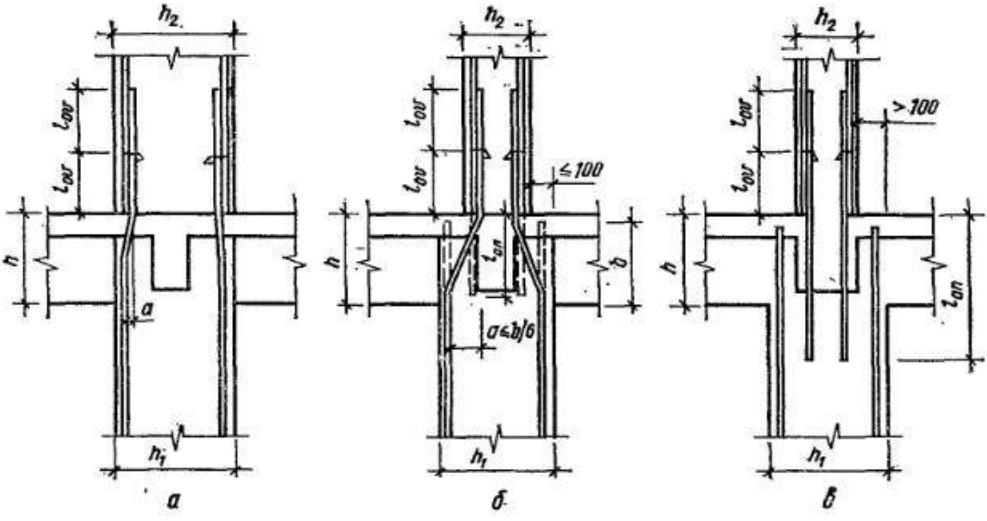


Рис. 6.40. Схема устройства стыков продольных стержней монолитных колонн многоэтажных зданий:

а — при одинаковом сечении колонн верхнего и нижнего этажей; *б*, *в* — при различии незначительном и резком в сечениях колонн верхнего и нижнего этажей

ной арматуры можно применять стержни диаметром 12 мм.

В то же время диаметр продольных стержней не должен превышать, мм:

Для тяжелого и мелкозернистого бетона классов ниже *B*22,5	40
Для легкого бетона классов *B*15 и *B*20	32
То же, классов *B*22,5 и выше	40

Все стержни продольной рабочей арматуры рекомендуется назначать одинакового диаметра. Если же указанная арматура конструируется из стержней разного диаметра, допускается применять не более двух разных диаметров (не считая конструктивных стержней). При этом стержни бо́льшего диаметра следует располагать в углах поперечного сечения.

Стержни продольной арматуры с каждой стороны поперечного сечения колонны рекомендуется располагать в один ряд, хотя допускается предусматривать и второй ряд из двух стержней, имея в виду, что они должны находиться вблизи углов поперечного сечения колонны.

Продольную рабочую арматуру внецентренно-сжатых колонн располагают по граням, перпендикулярным плоскости изгиба колонны, а при косом внецентренном сжатии концентрируют в углах сечения.

Стыки продольных стержней внахлестку (без сварки) следует помещать, преимущественно, в местах изменения сечения колонны.

В ступенчатых колоннах продольную арматуру верхнего участка заводят в бетон нижнего участка не менее чем на длину анкеровки.

В двухветвевых колоннах обрываемые стержни заводят за грань распорки, отделяющей панель, в которой они требуются по расчету, на длину, определяемую расчетом, но не менее чем на длину анкеровки.

В многоэтажных монолитных колоннах стыки устраивают на уровне верха перекрытия с помощью выпусков (по аналогии с выпусками из фундаментов — см. рис. 6.14), при высоте этажа менее 3,6 м или при продольной арматуре диаметром 28 мм и более стыки рекомендуется устраивать через этаж. Выпуски стержней из колонны нижнего этажа в колонну с меньшим поперечным сечением верхнего этажа предусматривают в соответствии с рис. 6.40. При этом уклон отгибаемых стержней (рис. 6.40, *а*, *б*) не должен быть более 1 : 6. Часть стержней колонны нижнего этажа может быть доведена только до верха перекрытия (рис. 6.40, *б*), если они не требуются выше по расчету. При большой разнице в сечениях колонн нижнего и верхнего этажей выпуски устраивают установкой специальных стержней (рис. 6.40, *в*). Глубину заделки рабочей продольной арматуры в колонне нижнего этажа определяют по формуле (5.16), величину нахлестки стержней в стыке — по формуле (5.15).

Расстояние между осями стержней продольной арматуры колонн не должно превышать 400 мм. При расстоянии между рабочими стержнями более 400 мм между ними устанавливают конструктивную арматуру диаметром не менее 12 мм. Минимальные расстояния в свету между продольными стержнями указаны в гл. 5 (см. «Расположение арматуры»).

Поперечную арматуру устанавливают у всех поверхностей колонны, вблизи которых ставится продольная арматура.

Для образования пространственного каркаса плоские сварные сетки, расположенные у противоположных граней колонны, соединяют поперечными стержнями, привариваемыми контактной точечной сваркой к угловым продольным стержням сеток, или шпильками, связывающими эти стержни. Если сетки противопс-

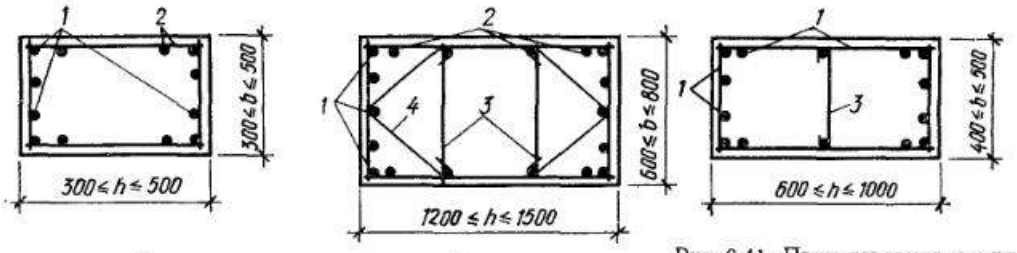


Рис. 6.41. Примеры армирования сечений колонн с рекомендуемым количеством стержней сварными сетками:

1 — сетка; *2* — сетка или соединительный стержень; *3* — соединительный стержень (шпилька); *4* — хомут; *5* — поперечная арматура в виде сварной сетки; *6* — отдельные стержни продольной арматуры.

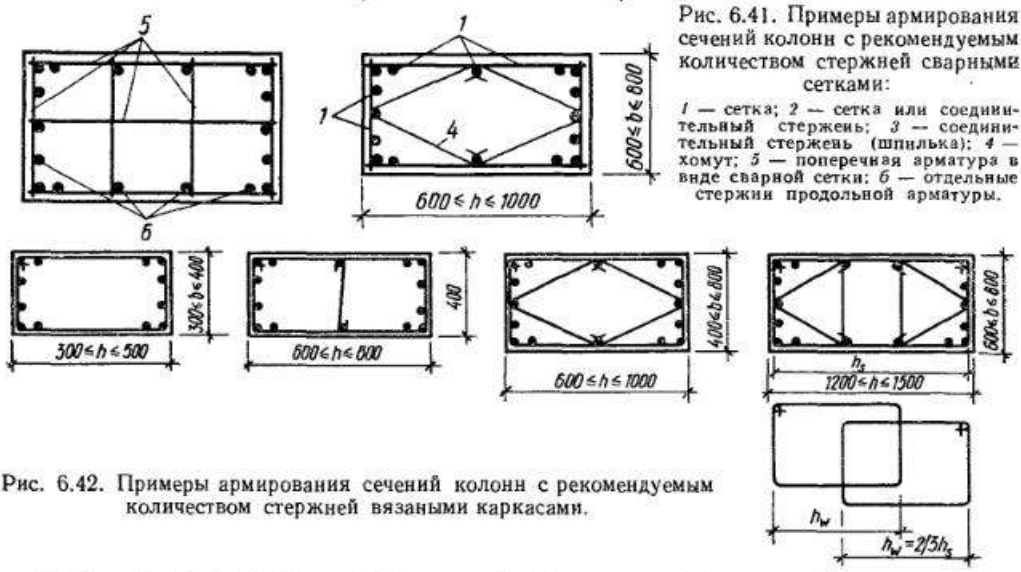


Рис. 6.42. Примеры армирования сечений колонн с рекомендуемым количеством стержней вязаными каркасами.

Таблица 6.12. **Наименьший допускаемый диаметр стержней поперечной арматуры, мм**

Конструкция каркаса	*Наибольший диаметр продольных стержней, мм*									
	12	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Сварной	3	4	5	5	6	8	8	8	10	10
Вязаный	5	5	5	5	6	8	8	8	10	10

Таблица 6.13. **Рекомендуемые расстояния между стержнями поперечной арматуры колонн, мм**

Условия работы поперечной арматуры	Диаметр продольных сжатых стержней, мм									
	12	16	18	20	22	25	28	32	36	40
Сварной каркас:										
при $R_{sc} \leqslant 400$ МПа	250	300	350	400	450	500	500	500	500	500
при $R_{sc} \geqslant 450$ МПа	150	250	250	300	350	350	400	400	400	400
Вязаный каркас:										
при $R_{sc} \leqslant 400$ МПа	150	250	250	300	350	350	400	450	500	500
при $R_{sc} \geqslant 450$ МПа	150	200	200	250	250	300	350	400	400	400
Сварной и вязаный каркасы при $\mu_s \geqslant 3$ %	100	150	150	200	200	250	250	300	300	300
Сварной и вязаный каркасы на участке стыка продольной арматуры внахлестку без сварки	100	150	150	200	200	250	250	300	350	—

Примечания: 1. Шпильки для соединения сварных сеток в каркас устанавливают с шагом, принятым для поперечных стержней сеток.

2. При вычислении процента армирования μ_s учитывают общее насыщение сечения колонны продольной арматурой.

3. Если сечение армировано продольными стержнями разного диаметра, то расстояние между поперечной арматурой назначают по меньшему из них.

4. *При назначении расстояний между стержнями поперечной арматуры разрешается принимать во* внимание продольные стержни, не учитываемые расчетом, если диаметр этих стержней не превышает 12 мм и не более половины толщины защитного слоя бетона.

ложных граней имеют промежуточные продольные стержни, последние (по крайней мере через один и не реже чем через 400 мм по ширине грани) связывают при помощи шпилек. При ширине грани 500 мм и менее, если количество продольных стержней у этой грани не превышает четырех, шпильки можно не ставить. При бо́льших размерах поперечного сечения, кроме сеток, располагаемых у граней, рекомендуется устанавливать промежуточные сварные сетки (рис. 6.41). Конструкция вязаных хомутов должна обеспечивать возможность расположения продольных стержней (по крайней мере через один) в местах перегиба хомутов, причем перегибы должны располагаться по ширине сечения колонны на расстоянии, не превышающем 400 мм. При ширине грани не более 400 мм и числе продольных стержней у этой грани не более четырех допускается охват всех продольных стержней одним хомутом (рис. 6.42).

Диаметры стержней поперечной арматуры в зависимости от конструкции арматурного каркаса и наибольшего диаметра продольной арматуры в сечении колонны назначают по табл. 6.12.

Расстояния между поперечными стержнями (хомутами) у каждой грани по высоте колонны принимают:

при $R_{sc} \leqslant 400$ МПа — не более 500 мм и не более $20d$ при сварных каркасах или $15d$ — при вязаных;

при $R_{sc} \geqslant 450$ МПа — не более 400 мм и не более $15d$ при сварных каркасах или $12d$ — при вязаных (где d — наименьший диаметр сжатых продольных стержней).

При этом конструкция поперечной арматуры должна обеспечивать закрепление сжатых стержней от их бокового выпучивания в любом направлении.

В колоннах с содержанием продольной арматуры более 3 % поперечную арматуру устанавливают с шагом не более $10d$ и не более 300 мм. Хомуты в этом случае следует приваривать к продольным стержням.

В стыках продольной рабочей арматуры внахлестку без сварки, независимо от того, армируется ли колонна сварными или вязаными каркасами, рекомендуется применять хомуты. При этом расстояние между хомутами в зоне стыка не должно превышать $10d$, где d — наименьший диаметр сжатых продольных стержней.

Рекомендуемые расстояния между стержнями поперечной арматуры по высоте колонны приведены в табл. 6.13.

Косвенное армирование

Косвенное армирование препятствует поперечному расширению бетона, благодаря чему увеличивается прочность бетона при продольном сжатии.

Косвенное армирование применяют в виде спиралей или колец (рис. 6.43) или в виде пакета поперечных сварных сеток (рис. 6.44).

Для косвенного армирования используют арматурную сталь классов А-I, А-II, Ас-II, А-III и Вр-I диаметром не более 14 мм и преимущественно 5...10 мм. Предпочтительно применять косвенную арматуру из более прочной стали.

Косвенное армирование применяют по всей длине колонн или в качестве местного армирования в местах стыков. Сетки и спирали должны охватывать всю продольную рабочую арматуру.

При применении косвенного армирования в виде спирали или колец:

спираль и кольца в плане должны быть круглыми;

расстояние между витками спирали или кольцами в осях должно быть не менее 40 мм, не более 1/5 диаметра ядра сечения колонны и не более 100 мм;

диаметр навивки спиралей или диаметр колец следует принимать не менее 200 мм.

Сетки косвенного армирования могут быть сварными из пересекающихся стержней или в виде гребенок.

При применении косвенного армирования сварными сетками:

площади сечения стержней сетки на единицу длины в одном и в другом направлении не должны различаться более чем в 1,5 раза;

шаг сеток (расстояние между сетками в осях стержней одного направления) следует принимать не менее 60 мм, не более $^1/_3$ меньшей стороны сечения колонны и не более 150 мм;

размеры ячеек сеток назначают не менее 45 мм, не более $^1/_4$ меньшей стороны сечения колонны и не более 100 мм.

Первую сварную сетку следует располагать на расстоянии 15...20 мм от нагруженной поверхности колонны.

При усилении концевых участков колонн у торца предусматривают не менее четырех сварных сеток и располагают их, если продольную арматуру выполняют из гладких стержней, на длине (считая от торца колонны) $20d$, а если из стержней периодического профиля — на длине $10d$ (где d — наибольший диаметр продольной арматуры).

Дополнительные указания по конструированию двухветвевых колонн

Двухветвевые колонны конструируют с распорками, причем расстояния между осями распорок принимают равными (8...12) h_b, где h_b — меньший размер поперечного сечения ветви. Распорки размещают так, чтобы размер от уровня пола до низа первой надземной распорки составлял не менее 1,8 м и между ветвями обеспечивался удобный проход. Нижнюю распорку размещают ниже уровня пола. Высоту сечения рядовой промежуточной распорки принимают равной (1...2) h_b, верхней (в месте перехода двух ветвей в одну) — не менее удвоенной высоты сечения рядовой распорки, нижней (располагаемой в пределах стакана фундамента) — не менее 200 мм. Ширину сечения распорки назначают равной ширине ветви.

Если обе ветви колонны сжаты, продольную арматуру распорок принимают симметричной, если одна из ветвей, по расчету, растянута — несимметричной. Глубину заделки продольных стержней распорок в бетоне ветвей определяют

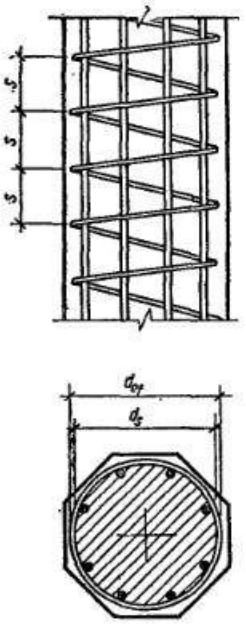
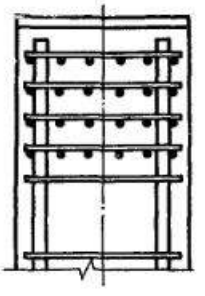


Рис. 6.43. Схема армирования колонн поперечной арматурой в виде спирали.



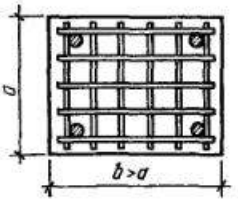


Рис. 6.44. Косвенное армирование в виде пакета поперечных сварных сеток.

по формуле (5.16). Можно выполнять анкеровку и в соответствии с рис. 5.31.

В узлах сопряжения рядовой распорки с ветвями (рис. 6.45) следует устанавливать дополнительную арматуру в виде сварных сеток или хомутов в сочетании с короткими вертикальными стержнями, причем сетки следует размещать в плоскостях поперечной вертикальной арматуры каркаса распорки.

Поперечные стержни каркасов ветвей в пределах распорки необходимо сохранять. Если же они мешают установке арматуры распорки, их следует заменять шпильками.

Верхнюю распорку армируют (рис. 6.46) рабочей продольной арматурой, располагаемой у верхней и нижней граней распорки, отгибами горизонтальной и вертикальной поперечной арматурой (в виде стержней или хомутов). Шаг горизонтальных поперечных стержней или хомутов принимают не более 150 мм и не более $^1/_4$ высоты распорки, а шаг вертикальных стержней или хомутов — не более 200 мм. Суммарная площадь поперечных сечений горизонтальных хомутов должна быть не менее $0{,}001bh_0$, где b и h_0 — соответственно ширина и рабочая высота сечения распорки. Отгибы в распорке должны пересекать нижнюю половину наклонной линии AB, идущей от угла примыкания подколонника к внутреннему углу примыкания ветви. Сечение отгибов, пересекающих нижнюю половину линии, должно быть не менее $0{,}002bh_0$. Необходимость постановки отгибов определяют расчетом.

При устройстве проема в надкрановой части колонны его следует окаймлять сверху и снизу

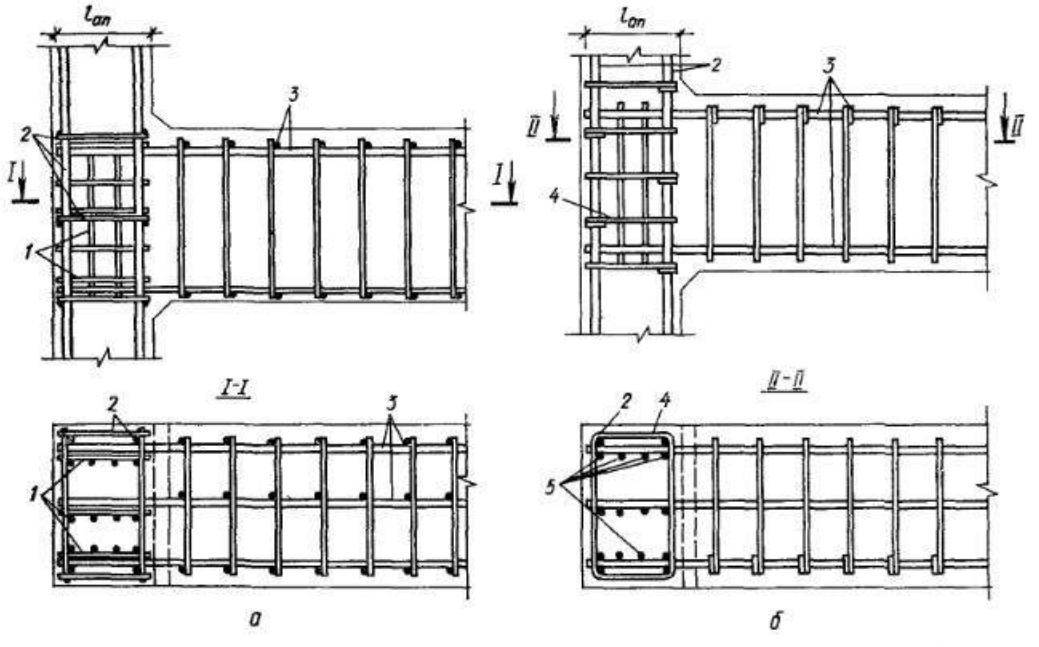


Рис. 6.45. Конструирование сопряжения промежуточной распорки с ветвью двухветвевой колонны:

а, б — армирование соответственно сварными каркасами и вязаной арматурой; *1* — дополнительные сварные сетки; *2* — арматура ветви; *3* — арматура распорки; *4* — дополнительные хомуты; *5* — дополнительные поперечные стержни (шпильки).

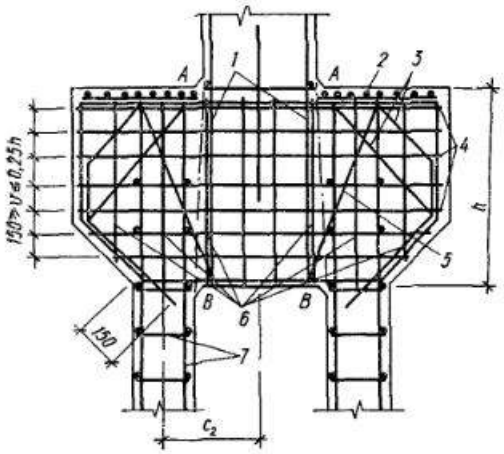


Рис. 6.46. Конструирование сопряжения верхней распорки с ветвью крановой колонны среднего ряда:

1, *7* — арматура ветвей соответственно надкрановой и подкрановой; *2* — сетки косвенной арматуры; *3*, *5* — отгибы соответственно распорки и подкрановой консоли; *4*, *6* — арматура распорки соответственно вертикальная (шаг не более 200 мм) и горизонтальная

горизонтальными стержнями, площадь сечения которых определяют расчетом. Диаметр указанных стержней должен быть не менее 16 мм.

Конструирование коротких консолей

Консоли в колоннах, которые служат для поддержки ферм, подкрановых и обвязочных балок, прогонов и ригелей, бывают односторонние и двусторонние. Габариты консолей проверяют расчетом, а назначают исходя из следующего (рис. 6. 47): высота консоли в опорном сечении h должна быть не менее 250 мм; высоту свободного края консолей, несущих сборные подкрановые балки, h_c, принимают в зависимости от расчетной грузоподъемности крана Q. При $Q \leqslant 5$ т $h \geqslant 300$ мм, при 5 т $< Q <$ 15 т $h_c \geqslant$ $\geqslant 400$ мм и при $Q \geqslant 15$ т $h_c \geqslant 500$ мм. Кроме того, должно выполняться условие $h_c \geqslant$ $\geqslant (^1/_3)\,h$. Угол наклона сжатой грани консоли принимают равным 45° (рис. 6.47, *б*) При высоте консоли 100 мм и менее или при вылете $l_c = 100...150$ мм (рис. 6.47, *а*) ее можно проектировать прямоугольной.

Ширину консоли назначают равной ширине колонны. Исключение могут составлять консоли, устраиваемые в широких подколонниках для опирания фундаментных балок

В сборных колоннах не следует устраивать консоли в двух плоскостях, так как наличие выступов из основной плоскости мешает использованию гладких поддонов форм и механизированному заглаживанию свободной поверхности бетона. В случае, если консоли на колонне необходимо расположить в перпендикулярных плоскостях, или если консоль нужна для опирания элементов, передающих небольшую местную нагрузку (от рабочих площадок, лестниц и т. п.), консоли рекомендуется устраивать в виде стальных столиков, предусматривая в колонне соответствующие закладные детали для их крепления.

Поперечную арматуру консолей принимают при $h \leqslant 2{,}5a$ в виде наклонных хомутов по всей высоте консоли (рис. 6.48, *а*), при $h >$ $> 2{,}5a$ — в виде отогнутых стержней и горизонтальных хомутов по всей высоте консоли (рис. 6.48, *б*), а при $h > 3{,}5a$ и $Q_c \leqslant R_{bt} b h_0$ — в виде горизонтальных хомутов без отогнутых стержней, которые в этом случае можно не предусматривать (здесь h_0 — рабочая высота опорного сечения консоли). Шаг хомутов должен быть (во всех случаях) не более $h/4$ и не более 150 мм, диаметр отогнутых стержней — не более $^1/_{15}$ длины отгиба l_{inc} и не более 25 мм. При этом суммарная площадь сечения наклонных хомутов (см. рис. 6.48, *а*) и отогнутых стержней (см. рис. 6.48, *б*), пересекающих верхнюю половину линии длиной l, соединяющей точки приложения силы Q_c и сопряжения нижней грани консоли с гранью колонны, должна быть не менее $0{,}002 b h_0$.

Концы продольной арматуры растянутой зоны односторонней консоли заводят за грань колонны на величину l_{an}, определяемую по формуле (5.16), и в любом случае доводят до противоположной грани колонны (рис. 6.49). В случае, если при бетоне класса ниже $B22{,}5$ расстояние l_f от центра приложения груза Q_c до края прямого стержня меньше $15d$, а при бетоне класса $B22{,}5$ и выше — меньше $10d$, у свобод-

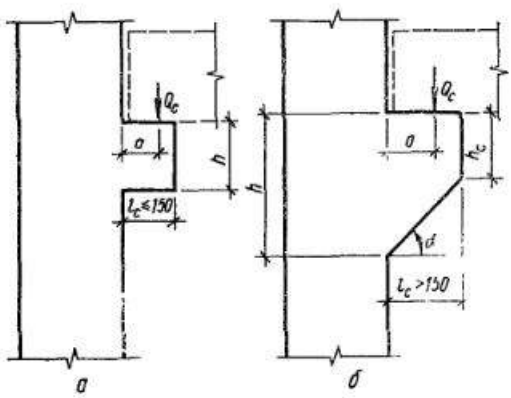


Рис. 6.47. Короткие консоли колонны:

а — прямоугольная; *б* — с вутом.

ного конца консоли также необходимо предусматривать анкеровку продольной арматуры. Анкеровку выполняют приваркой к этой арматуре шайб или уголков (см. рис. 6.49, *в*, *г* и 5.30).

При ограниченной высоте консоли допускается применение жесткой арматуры (рис. 6.50).

Под опорными закладными деталями подкрановой консоли следует предусматривать, если это требуется по расчету, установку пакета сварных сеток (так, как это делается при усилении концевых участков колонн сварными сетками).

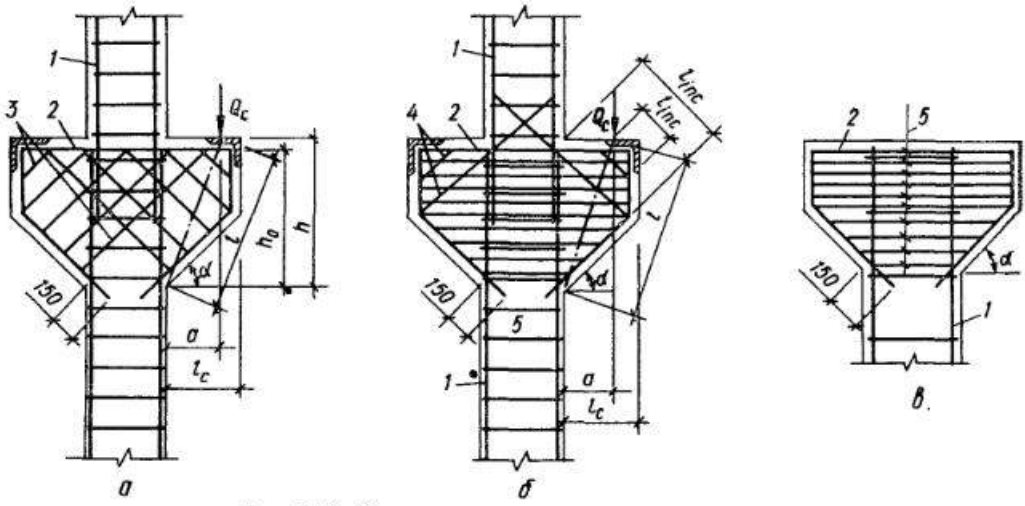


Рис. 6.48. Схемы армирования коротких консолей:

а — наклонными хомутами; б — отогнутыми стержнями и горизонтальными хомутами; в — горизонтальными хомутами; 1 — каркас колонны; 2 — продольная рабочая арматура консоли; 3, 5 — хомуты соответственно наклонные и горизонтальные; 4 — отгибы.

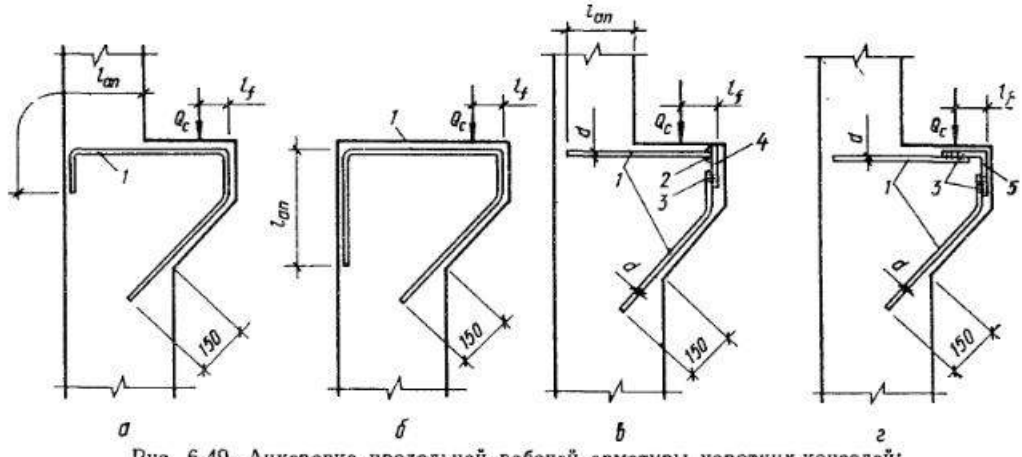


Рис. 6.49. Анкеровка продольной рабочей арматуры коротких консолей:

а, б — без дополнительной анкеровки у свободного конца консоли; в, г — с дополнительной анкеровкой у свободного конца консоли; 1 — продольная рабочая арматура; 2 — сварка втавр; 3 — дуговая сварка; 4 — стальная пластина; 5 — стальной уголок.

Расчет колонн

Расчет колонн наиболее точно может быть выполнен в рамках расчета каркаса как единой физически и геометрически нелинейной системы. По результатам указанного расчета можно судить о равнопрочности отдельных элементов и, в случае необходимости, скорректировать их сечение и армирование.

Расчет стержневых систем чаще всего выполняют по недеформированной схеме в предположении упругой работы материала. В результате определяют усилия, действующие на рассматриваемую колонну. Расчет одноветвевой колонны на эти усилия производят по общим правилам расчета внецентренно-сжатых элементов (см. гл. 3) с учетом, в общем случае, влияния прогиба на изгибающий момент. Расчетную длину стойки при этом принимают по табл. 3.8.

Аналогично могут быть рассчитаны отдельно стоящие стойки (или стойки, расчет которых сводится к расчету по указанной схеме), например, колонны одноэтажных производственных зданий в случаях, оговоренных в настоящей главе (см. «Рамы. Расчет в линейно-упругой постановке»).

Более точно расчет отдельно стоящих стоек может быть выполнен с учетом геометрической и физической нелинейности с использованием формул (6.288)...(6.324). В этом случае последовательно выявляют напряженно-деформированное состояние стойки при возрастающей

нагрузке вплоть до разрушения наиболее напряженного сечения или потери устойчивости. Критерием последней служит достижение экстремума на кривой «нагрузка — прогиб». Анализ показывает, что для гибких стоек расчет с учетом геометрической и физической нелинейности позволяет запроектировать конструкцию более экономично. Указанный расчет может быть выполнен по алгоритму, приведенному в настоящей главе (см. «Рамы. Расчет с учетом пластических деформаций»).

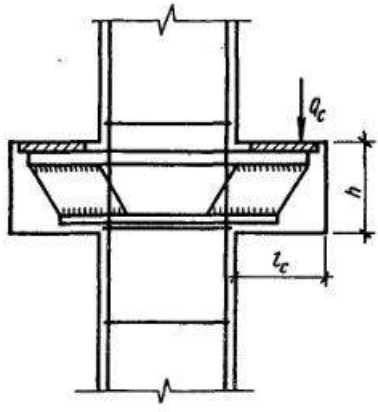


Рис. 6.50. Прямоугольная короткая консоль с жесткой арматурой.

При расчете двухветвевые колонны рассматривают как однопролетные многоэтажные рамы. Здесь также наиболее эффективен (с точки зрения приближения к действительной работе конструкции) расчет с одновременным учетом физической и геометрической нелинейности. При этом в интеграле Мора необходимо удерживать два члена, а для распорок, по-видимому, считаться и с перемещениями, вызванными сдвиговыми деформациями

На практике, однако, двухветвевые колонны рассчитывают в предположении упругой работы материала по недеформированной схеме. При этом деформативностью распорок пренебрегают, полагая их абсолютно жесткими. В таком случае эпюры изгибающих моментов имеют нулевые точки в середине высоты панели (рис. 6.51), а усилия от горизонтальных нагрузок в ветвях i-й панели определяют по формулам:

$$M_{\substack{\max\\ \min}} = \pm \frac{Q_i s}{4}; \qquad (6.59)$$

$$N = \frac{M_i + 0{,}5 Q_i s}{c}, \qquad (6.60)$$

где M_i, Q_i — изгибающий момент и перерезывающая сила на уровне верхней распорки i-й панели.

Таким образом, несложно определить перемещения верха колонны или реакцию, приложенную к верху колонны, работающей в составе поперечника одноэтажного производственного здания.

Рассмотрим колонну, загруженную на верхнем конце поперечной силой $X = 1$ (рис. 6.52). Перемещение ее верха, обусловленное деформированием i-й панели, определится из выражения

$$\delta_{11}^{(i)} = 2\int_0^s \frac{\overline{M}^2}{EI_b}\,dx + 2\int_0^s \frac{\overline{N}^2}{EA_b}\,dx, \qquad (6.61)$$

где I_b, A_b — момент инерции сечения одной ветви и ее площадь.

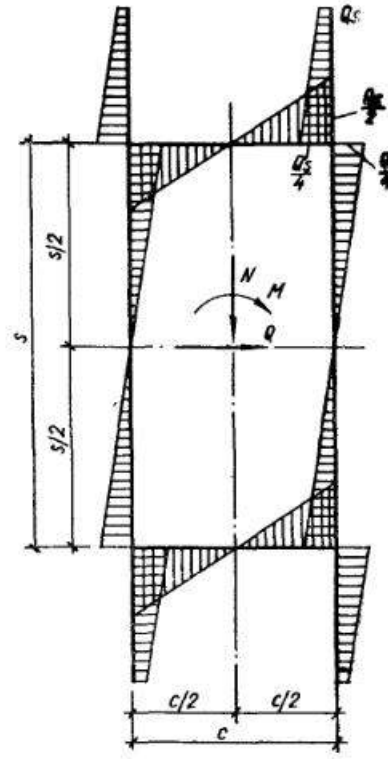


Рис. 6.51. К определению усилий в ветвях и ригеле двухветвевой стойки.

Выполняя интегрирование, получим

$$\delta_{11}^{(i)} = \frac{2M_i^2 s}{EA_b c^2} + \frac{2M_i s^2}{EA_b c^2} + \frac{2s^3}{3EA_b c^2} + \frac{s^3(1 - 4I_b/A_b c^2)}{24EI_b}. \qquad (6.62)$$

Обозначая $I_1 = \frac{A_b c^2}{2}$ и пренебрегая, в силу малости, величиной $4I_b/A_b c^2$, придем к выражению

$$\delta_{11}^{(i)} = \frac{M_i^2 s}{EI_1} + \frac{M_i s^2}{EI_1} + \frac{s^3}{3EI_1} + \frac{s^3}{24EI_b}. \qquad (6.63)$$

Первые три члена этой формулы представляют собой перемещение, обусловленное изгибом идеального двутавра, последний — перемещение, вызванное местным изгибом ветви в пределах панели.

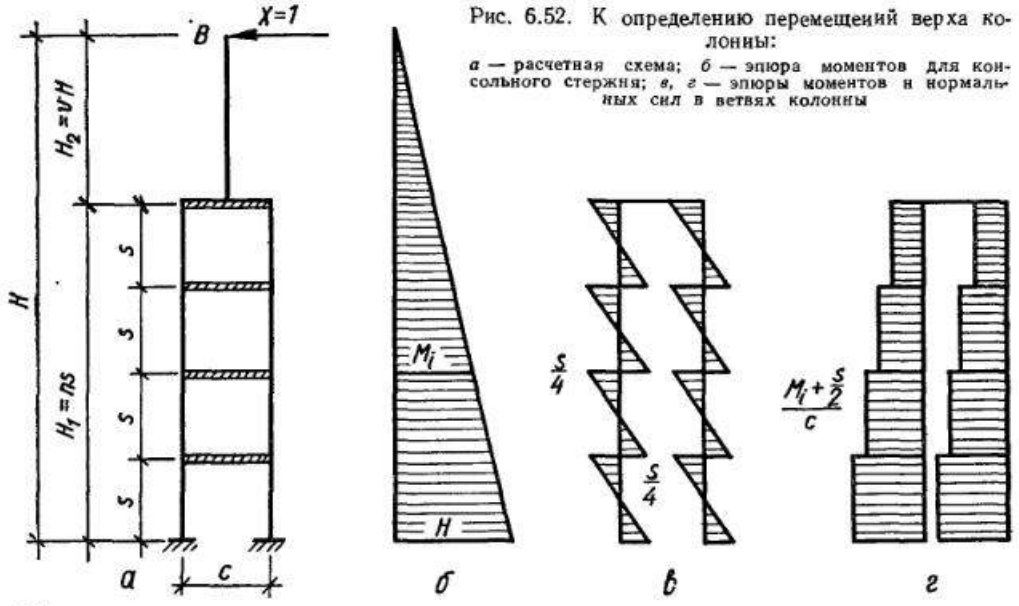


Рис. 6.52. К определению перемещений верха колонны:

а — расчетная схема; *б* — эпюра моментов для консольного стержня; *в*, *г* — эпюры моментов и нормальных сил в ветвях колонны

Полное перемещение верха колонны определяем по формуле *

$$\delta_{11} = \delta_{11}^{(2)} + \sum_{1}^{n} \delta_{11}^{(i)} \qquad (6.64)$$

(здесь $\delta_{11}^{(2)}$ — перемещение за счет изгиба надкрановой части колонны, n — количество панелей в подкрановой ее части), или

$$\delta_{11} = \frac{H^3}{3k_1 E I_1}. \qquad (6.65)$$

В этой формуле:

$$k_1 = \frac{1}{1 + k_2 + k_3}; \qquad (6.66)$$

$$k_2 = \upsilon^3 (k - 1); \qquad (6.67)$$

$$k_3 = \frac{(1-\upsilon)^3 I_1}{8n^2 I_b}; \qquad (6.68)$$

$$k = \frac{I_1}{I_2}. \qquad (6.69)$$

Аналогично можно определить и перемещения, вызванные другими воздействиями.

Реакции опоры B колонны:

от единичного смещения ее верха

$$R_B = \frac{3k_1 E I_1}{H^3} \qquad (6.70)$$

от поворота заделки на единичный угол

$$R_B = \frac{3k_1 E I_1}{H^2}; \qquad (6.71)$$

от момента $M = Pe_2$, приложенного к надкрановой части крайней ** (несимметричной) стойки (рис. 6.53, *а*),

$$R_B = \frac{3k_1 P e_2}{2H}\left[1 - \beta_2^2 + \frac{k_2}{\upsilon}\left(1 - \frac{\beta_2^2}{\upsilon^2}\right) - \frac{e}{e_2}(1-\upsilon^2)\right] = \frac{3k_4 P e_2}{2H}; \qquad (6.72)$$

в частном случае, если момент приложен к верху стойки ($\beta_2 = 0$),

$$R_B = \frac{3k_1 P e_2}{2H}\left[1 + \frac{k_2}{\upsilon} - \frac{e}{e_2}(1-\upsilon^2)\right] = \frac{3k_5 P e_2}{2H}; \qquad (6.73)$$

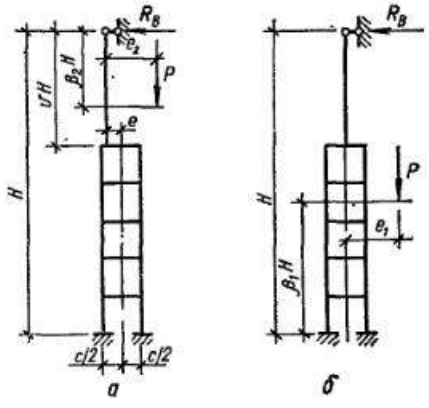


Рис. 6.53. Загружение стойки сосредоточенным моментом:

а — приложенным к надкрановой части крайней стойки; *б* — приложенным к подкрановой части крайних и средних стоек.

* Эта формула, как и последующие формулы для определения R_B, получена Э. Е. Сигаловым.

** Для средних (симметричных) стоек в формулах (6.72)...(6.74) достаточно принять $e = 0$.

если момент приложен к верху подкрановой части стойки ($\beta_2 = v$),

$$R_B = \frac{3k_1 Pe_2}{2H}\left(1 - \frac{e}{e_2}\right)(1 - v^2) = \frac{3k_6 Pe_2}{2H} \qquad (6.74)$$

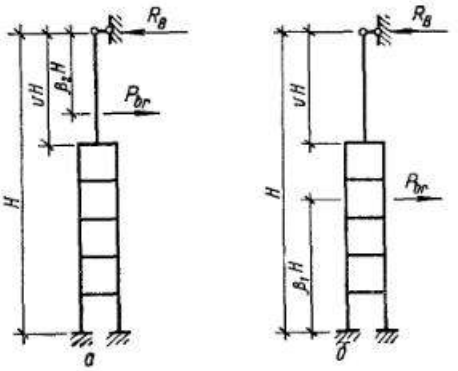


Рис. 6.54. Загружение стойки поперечной силой:

а, б — приложенной в пределах соответственно надкрановой и подкрановой частей стоек.

от момента $M = Pe_1$, приложенного к подкрановой части крайних и средних стоек (рис. 6.53, *б*),

$$R_B = \frac{3k_1 Pe_1}{2H}\beta_1(2 - \beta_1) = \frac{3k_7 Pe_1}{2H}; \qquad (6.75)$$

от поперечной силы, приложенной в пределах надкрановой части стойки (рис. 6.54, *а*),

$$R_B = P_{br}\left\{1 - \frac{\beta_2 k_1}{2}\left[3\left(1 + \frac{k_2}{v}\right) + \beta_2^2 k\right]\right\} = k_8 P; \qquad (6.76)$$

в частном случае при $\beta_2/v \approx 0{,}7$

$$R_B \approx k_1 P_{br}(1 - v + k_3) = k_9 P; \qquad (6.77)$$

от поперечной силы, приложенной в пределах подкрановой части стойки (рис. 6.54, *б*),

$$R_B = k_1 P_{br}\beta_1\left[\frac{1 - v}{2}(3 - \beta_1) + \frac{k_3}{1 - v}\right] = k_{10} P; \qquad (6.78)$$

от равномерно распределенной нагрузки, действующей по всей высоте надкрановой части и на отрезке ее подкрановой части (рис. 6.55, *а*),

$$R_B = \frac{1}{8} k_1 qH\left[3 - \beta_1^2(4 - \beta_1) + 3vk_2 + \frac{4k_3}{1 - v}(1 - v^2 - \beta_1^2)\right] = \frac{k_{11} qH}{8}; \qquad (6.79)$$

в частном случае, когда нагрузка действует по всей высоте стойки ($\beta_1 = 0$),

$$R_B = \frac{1}{8} k_1 qH[3(1 + vk_2) + 4k_3(1 + v)] = \frac{k_{12} qH}{8}; \qquad (6.80)$$

от равномерно распределенной нагрузки, действующей на отрезке надкрановой части стойки (рис. 6.55, *б*),

$$R_B = \frac{1}{8} k_1 qH\beta_2\left[8 - 6\beta_2 + \beta_2^3 + k_2\left(8 - 6\frac{\beta_2}{v} + \frac{\beta_2^3}{v^3}\right) + 8k_3\right] = \frac{k_{13} qH}{8}; \qquad (6.81)$$

в том случае, когда нагрузка приложена ко всей надкрановой части стойки ($\beta_2 = v$),

$$R_B = \frac{1}{8} k_1 qHv[8(1 + k_3) + 3k_2 + v^3 - 6v] = \frac{k_{14} qH}{8}; \qquad (6.82)$$

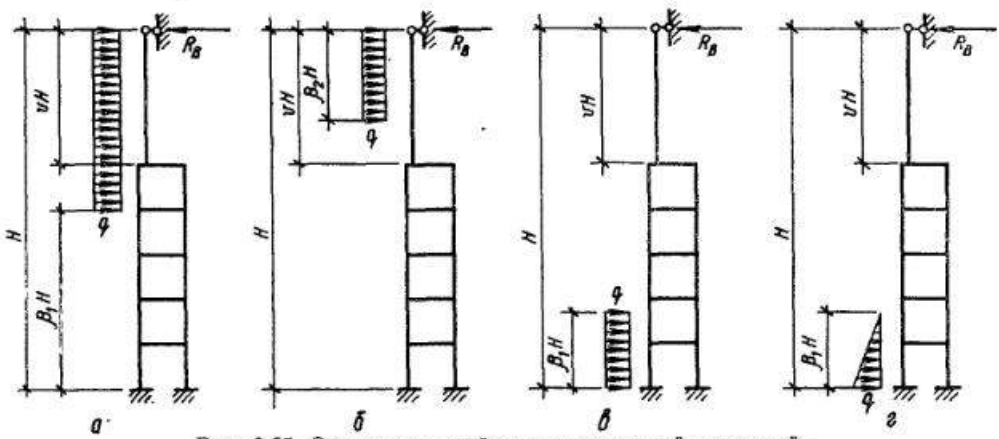


Рис. 6.55. Загружение стойки распределенной нагрузкой:

а — действующей по всей высоте надкрановой части и на отрезке ее подкрановой части; *б* — действующей на отрезке надкрановой части; *в, г* — действующей на отрезке подкрановой части.

от равномерно распределенной нагрузки, действующей на отрезке подкрановой части стойки (рис. 6.55, *в*),

$$R_B = \frac{1}{8} k_1 q H \beta_1^2 \left(\beta_1 - \beta_1^2 + \frac{4k_3}{1-v}\right) = \frac{k_{15} q H}{8}; \quad (6.83)$$

от нагрузки, распределенной по закону треугольника на отрезке подкрановой части стойки (рис. 6.55, *г*),

$$R_B = \frac{1}{120} k_1 q H \beta_1^2 \left(15\beta_1 - 3\beta_1^2 + \frac{20k_3}{1-v}\right) = \frac{k_{16} q H}{120}. \quad (6.84)$$

В формулах (6.70)...(6.84) коэффициенты k_1, k_2, k_3, k определяют соответственно из выражений (6.66)...(6.69). Указанные формулы справедливы и для колонн сплошного сечения. В этом случае достаточно принять $k_3 = 0$; если же колонна имеет постоянное по высоте сечение, дополнительно следует принять $k = 1$ и $k_2 = 0$.

Приведенная расчетная схема двухветвевой колонны в достаточной степени условна, прежде всего, в силу пренебрежения неупругими деформациями железобетона. Поэтому частичное уточнение этой схемы (например, путем учета деформативности распорок) нецелесообразно, так как расчетные зависимости усложнятся, а точность расчета повысится.

С учетом приведенных формул усилия, действующие на двухветвевую колонну в целом, определяют так же, как и для колонн сплошного сечения.

После того, как усилия (M, N, Q) в сечениях двухветвевой стойки — отдельно стоящей или работающей в составе поперечника одноэтажного производственного здания — определены, переходят к расчету надкрановой и подкрановой частей колонны.

Надкрановую часть колонны рассчитывают как внецентренно-сжатый элемент с учетом дополнительного изгибающего момента от прогиба. При этом коэффициент η, определяемый по формуле (3.10), вводят для сечений, лежащих в пределах нижней трети рассматриваемой части колонны. Для остальных сечений его принимают интерполяцией между значением η, вычисленным по формуле (3.10), и единицей (последнее значение η принимают для сечения поверху колонны). Расчетную длину надкрановой части стойки, входящую в формулу (3.11), определяют по табл. 3.8.

При расчете подкрановой части стойки вначале находят усилия, действующие на каждую из ветвей (см. рис. 6.51). Изгибающий момент в сечении ветви определяют по формуле (6.59), нормальную силу — по формуле

$$N_b = \frac{N}{2} \pm \frac{M\eta}{c}, \quad (6.85)$$

где M и N — изгибающий момент и нормальная сила, действующие в рассматриваемом сечении колонны.

Для определения коэффициента η преобразуем формулу (3.60). Учтем, что в данном случае $I_b = I_1 = \frac{A_b c^2}{2}$ и $I_s \cong \frac{A_{s(b)} c^2}{2}$ (здесь $A_{s(b)}$ — площадь сечения арматуры одной ветви). Тогда можно записать

$$N_{cr} = \frac{6{,}4 E_b I_1}{\bar{l}_0^2}\left[\frac{1}{\varphi_l}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+\delta}+0{,}1\right)+\alpha_s\mu_s\right], \quad (6.86)$$

где μ_s — коэффициент армирования ветви; $\bar{l}_0$ — приведенная расчетная длина стержня составного сечения; она не совпадает с расчетной длиной подкрановой части колонны сплошного сечения l_0, определяемой по табл. 3.8.

Воспользуемся соотношением $I/\bar{l}_0^2 = A/\bar{\lambda}^2$ и учтем, что $A_1 = 2A_b$. Тогда

$$N_{cr} = \frac{12{,}8 E_b A_b}{\bar{\lambda}^2}\left[\frac{1}{\varphi_l}\left(\frac{0{,}11}{0{,}1+\delta}+0{,}1\right)+\alpha_s\mu_s\right], \quad (6.87)$$

где $\bar{\lambda}$ — приведенная гибкость стержня составного сечения. Ее можно определить по формуле, известной из теории устойчивости решетчатых стержней:

$$\bar{\lambda}^2 = \lambda_1^2 + \lambda_b^2. \quad (6.88)$$

Здесь λ_1 и λ_b — гибкость подкрановой части сплошного стержня с моментом инерции I_1 и расчетной длиной l_0 и гибкость отдельной ветви при расчетной длине s. Имея в виду, что радиус инерции подкрановой части стойки $i_1^2 = c^2/4$, а радиус инерции ветви $i_b^2 = h_b^2/12$, получим

$$\bar{\lambda}^2 = \frac{4l_0^2}{c^2} + \frac{12s^2}{h_b^2}. \quad (6.89)$$

Таким образом, коэффициент продольного изгиба η в формуле (6.85) находят при значении N_{cr}, определяемом по формуле (6.87) с учетом выражения (6.89). Коэффициент φ_l при этом вычисляют по формуле (3.14), в которой изгибающие моменты M и M_l определяют относительно оси ветви.

Коэффициент η, определяемый по формуле (3.10), учитывают для сечений, расположенных в пределах верхней трети подкрановой части стойки и в пределах средней трети общей высоты колонны. Для сечения у защемления принимают $\eta = 1$, для промежуточных сечений — по интерполяции.

По найденным усилиям ветви колонны рассчитывают как короткие (без учета продольного изгиба) внецентренно-сжатые или внецентренно-растянутые элементы.

Если во внецентренно-растянутой ветви возникают развитые трещины (приближенно возможность их появления можно устанавливать из

условия $N_b \leqslant R_{bt}A_b(1+2\alpha_s\mu_s)$, то поперечную силу следует передавать только на сжатую ветвь и изгибающий момент в последней определять по формуле

$$M=\frac{Qs}{2}. \qquad (6.90)$$

Распорки подкрановой части двухветвевой стойки рассчитывают на усилия:

$$M_s=\frac{Qs}{2}; \qquad (6.91)$$

$$Q_s=\frac{Qs}{c}. \qquad (6.92)$$

Если при этом изгибающий момент в ветви вычисляют по формуле (6.90), то усилия, действующие на распорку, удваиваются.

Кроме расчета колонн, в плоскости действия изгибающего момента выполняют проверку их устойчивости из указанной плоскости. При этом стойки рассматривают как сжатые со случайным эксцентриситетом.

Короткие консоли колонн рассчитывают в соответствии с указаниями гл. 3.

Пример 6.2. Дано: двухветвевая колонна (рис. 6.56, *а*) нагружена вертикальными силами $P_1=900$ кН (в том числе от постоянных и длительных нагрузок $P_{1,l}=600$ кН) и $P_2=500$ кН и горизонтальной силой $P_3=20$ кН. Начальный модуль упругости бетона колонны $E_b=2{,}6\cdot10^4$ МПа, коэффициент армирования ее ветвей $\mu_s=0{,}015$; надкрановая часть колонны армирована симметричной арматурой $A_{s(2)}=A'_{s(2)}=25\cdot10^{-4}$ м^2 при расстоянии между центрами арматур 0,42 м.

Требуется определить усилия в элементах колонны.

Расчет. Определяем усилия, действующие на колонну в целом. Предварительно вычисляем

$$I_2=\frac{0{,}5\cdot0{,}6^3}{12}=0{,}9\cdot10^{-2}\ \text{м}^4;\ A_b=0{,}5\times0{,}3=0{,}15\ \text{м}^2;$$

$$I_1=\frac{0{,}15\cdot1{,}0^2}{2}=0{,}075\ \text{м}^4;$$

$$I_b=\frac{0{,}5\cdot0{,}3^3}{12}=1{,}125\cdot10^{-3}\ \text{м}^4.$$

Тогда $k=\frac{I_1}{I_2}=\frac{0{,}075}{0{,}009}=8{,}333.$

При количестве панелей $n=6$, $s=2{,}05$ м и $v=\frac{5{,}2}{17{,}5}=0{,}297$ по формулам (6.66)...(6.68) находим:

$$k_2=0{,}297^3\cdot(8{,}333-1)=0{,}192;$$

$$k_3=\frac{(1-0{,}297)^3\cdot0{,}075}{8{,}6^2\cdot1{,}125\cdot10^{-3}}=0{,}0803;$$

$$k_1=\frac{1}{1+0{,}192+0{,}0803}=0{,}786.$$

Далее определим реакции R_B от воздействия сил P_1, P_2 и P_3. При действии силы P_1 по формуле (6.73) при $e=0$ имеем

$$R_B=\frac{3\cdot0{,}786\cdot900}{2\cdot17{,}5}\times0{,}05\left(1+\frac{0{,}192}{0{,}297}\right)=4{,}99\ \text{кН}.$$

Для определения R_B от воздействия силы P_2 можно воспользоваться формулой (6.74) при $e=0$, либо формулой (6.75) при $\beta_1=H_1/H=1-v$:

$$R_B=\frac{3\cdot0{,}786\cdot500}{2\cdot17{,}5}\cdot0{,}40\,(1-0{,}297^2)=12{,}28\ \text{кН}.$$

Наконец, для определения R_B от действия поперечной силы P_3 воспользуемся формулой (6.76), приняв $\beta_2=4{,}5/17{,}5=0{,}257$. Тогда

$$R_B=20\cdot\left\{1-\frac{0{,}257\cdot0{,}786}{2}\times\left[3\left(1+\frac{0{,}192}{0{,}297}\right)+0{,}257^2\cdot8{,}333\right]\right\}=8{,}90\ \text{кН}.$$

Суммарная поперечная сила в пределах подкрановой части колонны: $Q=4{,}99+12{,}28+8{,}90-20{,}0=6{,}17$ кН.

Перейдем теперь к определению усилий в элементах стойки. Надкрановая ее часть загружена осевым усилием $P_1=900$ кН; наибольший момент здесь составляет 77,09 кН · м, так что $e_0=77{,}09/900=0{,}0856$ м. Изгибающий момент от продолжительно действующей нагрузки может быть определен по эпюре M, показанной на рис. 6.56, *б*: $M_l=600/900\cdot19{,}05=12{,}7$ кН·м; $e_{0,l}=12{,}7/600=0{,}0212$ м. Учтем, что полный момент и его длительная часть действуют в разные стороны. Тогда в формуле (3.14) $M_1=900\cdot\left(\frac{0{,}42}{2}+0{,}0856\right)=266{,}04$ кН · м и $M_{1,l}=600\cdot\left(\frac{0{,}42}{2}-0{,}0212\right)=113{,}3$ кН · м; соответственно, $\varphi_l=1+\frac{113{,}3}{266{,}04}=1{,}426.$

Расчетная длина надкрановой части колонны при учете крановых нагрузок (P_2 и P_3), согласно табл. 3.8, $l_0=2H_2=2\cdot5{,}2=10{,}4$ м.

Коэффициент δ в формуле (3.60) определим по формуле $\delta=e_0/h=0{,}0856/0{,}6=0{,}143<\delta_{\min}$. Поскольку при $R_b=14$ МПа $\delta_{\min}=0{,}5-0{,}01\cdot\frac{10{,}4}{0{,}6}-0{,}01\cdot14=0{,}187$ [см. формулу (3.13)], принимаем $\delta=0{,}187$.

С учетом изложенного по формуле (3.60) имеем

$$N_{cr}=\frac{6{,}4\cdot2{,}6\cdot10^4}{10{,}4^2}\cdot\left[\frac{0{,}009}{1{,}426}\times\right.$$

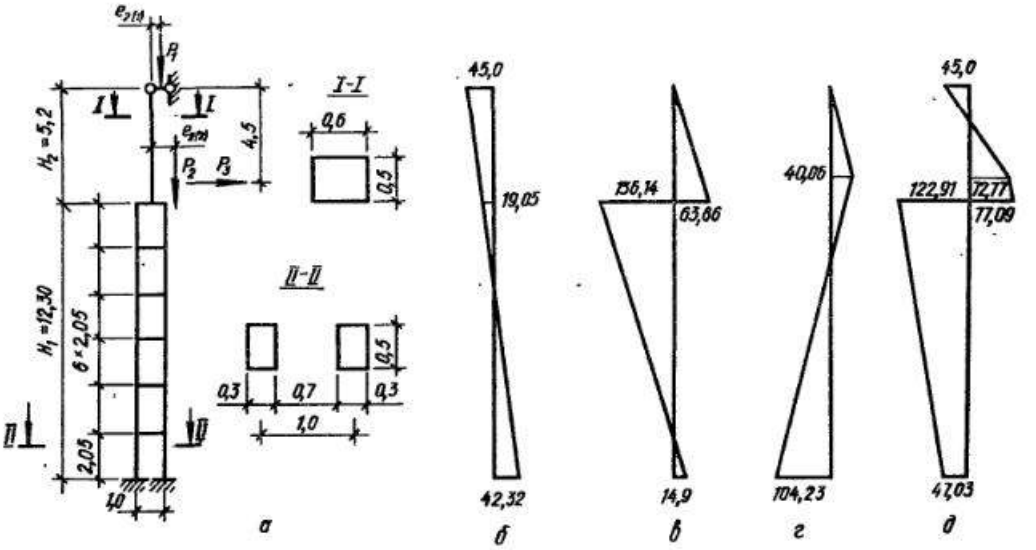


Рис. 6.56. К примеру расчета:

а — расчетная схема и поперечные сечения; *б*...*д* — эпюры изгибающих моментов от сил соответственно P_1, P_2, P_3 и суммарная

$$\times \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,187} + 0,1 \right) + \frac{2 \cdot 10^5}{2,6 \cdot 10^4} \times$$

$$\times\ 0,0025 \cdot \frac{0,42^2}{2} \Bigg] = 7,302 \text{ МН} = 7302 \text{ кН}.$$

Тогда, согласно формуле (3.10):

$$\eta = \frac{1}{1 - \dfrac{900}{7302}} = 1,141.$$

Поскольку сечение, в котором действует наибольший изгибающий момент, расположено по низу надкрановой части стойки, коэффициент η учитывается полностью и $M = 1,141 \cdot 77,09 = 87,93$ кН · м. Итак, наиболее нагруженное сечение надкрановой части колонны следует рассчитывать на усилия $N = 900$ кН, $M = 88$ кН · м.

Подкрановая часть колонны загружена осевым усилием $N = P_1 + P_2 = 900 + 500 = 1400$ кН и наибольшим изгибающим моментом (см. рис. 6.56, *д*) $M = 122,91$ кН · м, следовательно $e_0 = \dfrac{122.91}{1400} = 0,0878$ м. Изгибающий момент от продолжительно действующей нагрузки тот же, что и при расчете надкрановой части колонны ($M_l = 12,7$ кН · м, $e_{0,l} = 0,0212$ м). Переходя к соответствующим моментам относительно оси менее нагруженной ветви, получим $M_1 = 1400 \left(\frac{1}{2} + 0,0878 \right) = 822,91$ кН · м;

$$M_{1,l} = 600 \left(\frac{1}{2} + 0,0212 \right) = 312,72 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

и $\varphi_l = 1 + \dfrac{312,72}{822,91} = 1,380.$

Расчетная длина нижней части колонны при разрезных подкрановых балках в соответствии с табл. 3.8 $l_0 = 1,5H_1 = 1,5 \cdot 12,30 = 18,45$ м. Принимая $h = c$, получаем $\delta_{min} = 0,5 - 0,01 \cdot \dfrac{18,45}{1,0} - 0,01 \cdot 14 = 0,1755$.

Поскольку $\delta = \dfrac{0,0878}{1,0} = 0,0878$, принимаем $\delta = \delta_{min} = 0,1755$.

Далее по формуле (6.89) вычисляем

$$\bar{\lambda}^2 = \frac{4 \cdot 18,45^2}{1^2} + \frac{12 \cdot 2,05^2}{0,3^2} = 1922$$

и по формуле (6.87) находим

$$N_{cr} = \frac{12,8 \cdot 2,6 \cdot 10^4 \cdot 0,15}{1922} \left[\frac{1}{1,380} \times \right.$$

$$\times \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,1755} + 0,1 \right) +$$

$$\left. + \frac{2 \cdot 10^5}{2,6 \cdot 10^4} \cdot 0,015 \right] = 12,39 \text{ МН} = 12\,390 \text{ кН}.$$

Тогда коэффициент продольного изгиба

$$\eta = \frac{1}{1 - \dfrac{1400}{12\,390}} = 1,127.$$

Рассматриваемое сечение находится у верха подкрановой части колонны и коэффициент η должен быть учтен полностью. По формуле (6.85):

$$N_b = \frac{1400}{2} \pm \frac{122,91 \cdot 1,127}{1};$$

$$N_{b,max} = 838,5 \text{ кН};\ N_{b,min} = 561,5 \text{ кН}.$$

Минимальный изгибающий момент в ветви по формуле (6.59) при $Q = 6{,}17$ кН: $M_b = \frac{6{,}17 \cdot 2{,}05}{4} = 3{,}16$ кН · м. Поскольку при этом эксцентриситет силы N_b оказывается менее случайного $e_0 = \frac{3{,}16}{838{,}5} = 0{,}0038$ м $< e_a = \frac{0{,}30}{30} = 0{,}01$ м, в соответствии с указаниями гл. 3 сечение ветви должно быть рассчитано на действие силы $N_b \simeq 839$ кН, приложенной с эксцентриситетом $e_0 = e_a = 0{,}01$ м.

Сечения распорок необходимо рассчитывать в соответствии с формулами (6.91), (6.92) на усилия:

$$M_s = \frac{6{,}17 \cdot 2{,}05}{2} = 6{,}32 \text{ кН} \cdot \text{м и}$$

$$Q_s = \frac{6{,}17 \cdot 2{,}05}{1} = 12{,}6 \text{ кН}.$$

Балки

По количеству пролетов и характеру опирания балки могут быть однопролетные свободно-лежащие, однопролетные защемленные на одной или на обеих опорах, многопролетные неразрезные и консольные.

По способу изготовления различают балки сборные, монолитные и сборно-монолитные. Их применяют в зданиях и сооружениях отдельно или в составе перекрытий, фундаментов и других конструкций.

Форма поперечных сечений балок может быть прямоугольная, тавровая (с полкой сверху или снизу), двутавровая и трапецеидальная. Наиболее рациональная форма сечения — двутавровая, а при толстом ребре — тавровая. Сжатую полку развивают из условия восприятия изгибающего момента, возникающего в балке под нагрузкой, а уширение растянутой зоны — из условия размещения в нем арматуры, а также из условия обеспечения прочности этой части сечения при обжатии балки.

Выбор типа и размеров сборных балок производят в соответствии с номенклатурой и типоразмерами унифицированных сборных железобетонных изделий и конструкций.

Примеры конструкций сборных балок приведены на рис. 6.57.

С целью уменьшения количества типоразмеров балок монолитных конструкций рекомендуется ширину и высоту прямоугольных и тавровых сечений принимать кратными 20...300 мм в зависимости от размеров балок.

Конструирование балок

Минимальную высоту сечений балок в долях от пролета ориентировочно рекомендуется определять по табл. 6.14.

Ширину поперечного сечения балок принимают равной 1/3...1/2 высоты сечения, а именно 100, 120, 150, 200, 220, 250 мм и далее кратной 50 мм. В сборных и монолитных тонкостенных конструкциях толщина ребра балки может составлять до 1/15 высоты сечения.

Рекомендуемые размеры прямоугольных сечений балок приведены в табл. 6.15. Минимальную толщину защитного слоя бетона для арматуры балок, находящихся в обычных условиях эксплуатации (при отсутствии агрессивных воздействий), принимают по табл. 5.19.

Концы продольных рабочих стержней, не привариваемых к анкерующим деталям, должны отстоять от торца элемента на расстоянии, указанном в гл. 5.

Таблица 6.14. **Минимальная высота сечений балок**

Тип балки и характер опирания	Вид бетона	
	тяжелый	легкий
Ригели и прогоны	$(1/15)l$	$(1/12)l$
Второстепенные балки	$(1/20)l$	$(1/17)l$
Балки часторебристых перекрытий:		
при свободном опирании	$(1/20)l$	$(1/17)l$
при упруго заделанных концах	$(1/25)l$	$(1/20)l$

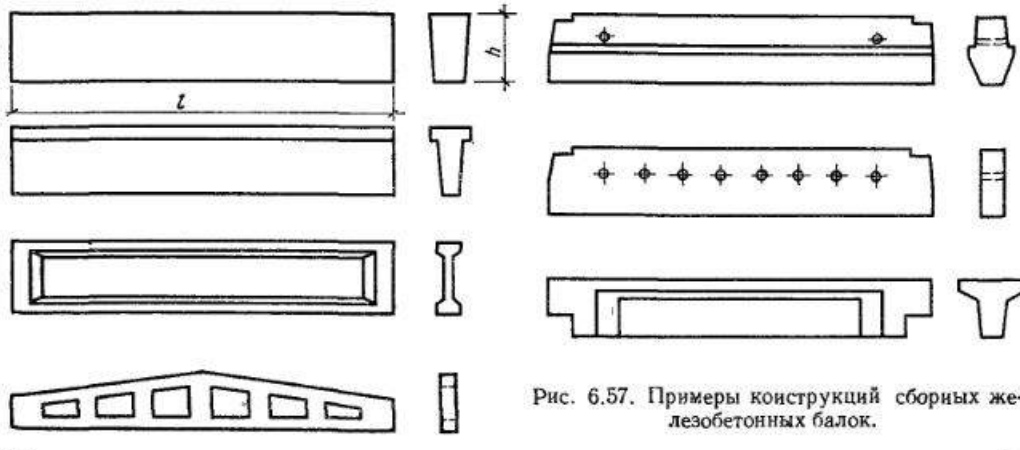


Рис. 6.57. Примеры конструкций сборных железобетонных балок.

Балки армируют продольной и поперечной арматурой, а при вязаных каркасах — и отогнутой.

Площадь сечения рабочей арматуры определяют расчетом и принимают не менее указанной в табл. 6.1.

При вязаных каркасах в качестве продольной рабочей ненапрягаемой арматуры балок высотой 400 мм и более рекомендуется использовать стержни диаметром не менее 12 мм. Для продольной арматуры, устанавливаемой по конструктивным соображениям, а также для монтажной арматуры сварных сеток и каркасов сборных балок можно применять стержни и меньшего диаметра. В балках из легкого бетона и ячеистого классов $B7{,}5$ и ниже диаметр продольной арматуры должен быть не более 20 мм.

Все стержни продольной рабочей арматуры рекомендуется назначать одинакового диаметра. Если же указанную арматуру конструируют из стержней разного диаметра, допускается принимать не более двух разных диаметров (не считая конструктивных стержней). При этом стержни бо́льшего диаметра следует располагать в первом ряду, в углах поперечного сечения и — при вязаных каркасах — в местах перегиба хомутов.

Стержни продольной рабочей ненапрягаемой арматуры должны размещаться равномерно по ширине сечения балки или ребра, и, как правило, не более чем в три ряда. При этом в третьем ряду должно быть не менее двух стержней. Размещение стержней последующего ряда над просветами предыдущего не разрешается.

Расстояние в свету между отдельными стержнями продольной вязаной арматуры, а также между продольными стержнями соседних сварных сеток принимают не менее наибольшего диаметра стержней и не менее 25 мм — для нижней арматуры и 30 мм — для верхней.

Максимальное колнчество продольных стержней одинакового диаметра, которое можно расположнть в одном ряду по ширине балки, дано в табл. 6.16.

При расположении нижней арматуры более чем в два ряда по высоте сечения расстояния между стержнями третьего и последующих рядов принимают не менее 50 мм.

Таблица 6.15. **Рекомендуемые размеры прямоугольных поперечных сечений балок**

Ширина сечения балки, мм	Высота сечения балки, мм								
	300	400	500	600	700	800	1000	1200	Далее кратно 300
150	+	+							
200		+	+	+					
300				+	+	+			
400						+	+	+	
500							+	+	
Далее кратно 100								+	+

Примечание. Знаком «+» обозначены рекомендуемые сечения балок.

Расположение продольной ненапрягаемой арматуры по высоте сечения балок показано на рис. 6.58.

В стесненных условиях стержни можно размещать попарно без зазоров.

Расстояние в свету между стержнями периодического профиля назначают по номинальному диаметру без учета выступов и ребер.

Балки и ребра небольшой ширины (до 150 мм включительно), работающие в основном на изгиб, можно армировать одной сеткой (типа «лесенка») с заведением за грань не менее одного продольного рабочего стержня. Такой тип армирования используют, как правило, для второстепенных балок ребристых перекрытий, для балок кессонных перекрытий, а также для отдельных сборных балок, не подвергающихся действию крутящих моментов при равномерно распределенных нагрузках, не превосходящих 4 кПа.

Балки и ребра шириной более 150 мм, а также при значительных нагрузках следует армировать несколькими сетками, соединяемыми с помощью поперечных стержней в каркасы, причем количество продольных рабочих стерж-

Таблица 6.16. **Максимальное количество продольных стержней одного диаметра, размещаемых в одном ряду по ширине балки**

Ширина сечения балки, мм	Арматура в сечении балки	Диаметр стержней, мм										
		12	14	16	18	20	22	25	28	32	36	40
150	Верхняя	3	3	3	2	2	2	2	2	—	—	—
150	Нижняя	3	3	3	3	3	2	2	2	—	—	—
200	Верхняя	4	4	4	4	3	3	3	3	2	—	—
200	Нижняя	5	4	4	4	4	3	3	3	2	—	—
300	Верхняя	—	—	6	6	5	5	5	4	4	3	3
300	Нижняя	—	—	7	6	6	5	5	5	4	3	3
400	Верхняя	—	—	—	—	7	7	6	6	6	5	4
400	Нижняя	—	—	—	—	8	8	7	6	6	5	4
500	Верхняя	—	—	—	—	9	9	8	8	7	6	6
500	Нижняя	—	—	—	—	10	10	9	8	7	6	6

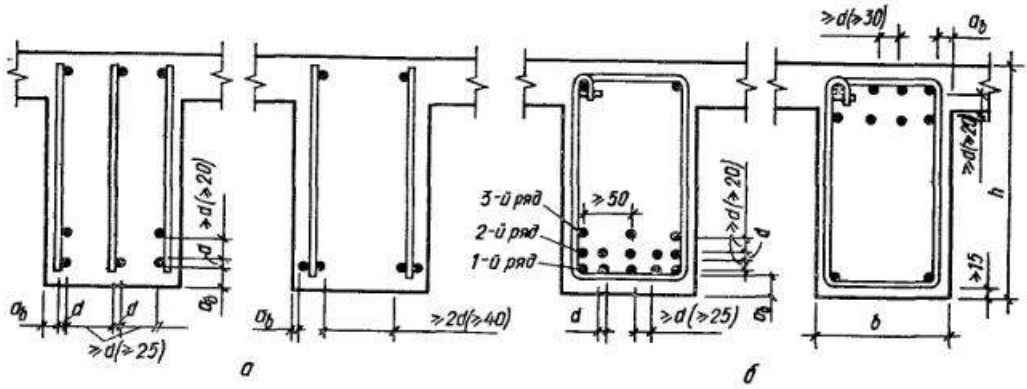


Рис. 6.58. Расположение продольной сварной (*а*) и вязаной (*б*) арматуры в поперечном сечении балки.

ней, заводимых за грань опоры, должно быть в этом случае не менее двух.

В пустотелых и ребристых элементах напрягаемую арматуру в виде стержней, пучков или канатов следует располагать, как правило, по оси каждого ребра элемента.

Схемы армирования балок сварными и вязаными каркасами показаны на рис. 6.59

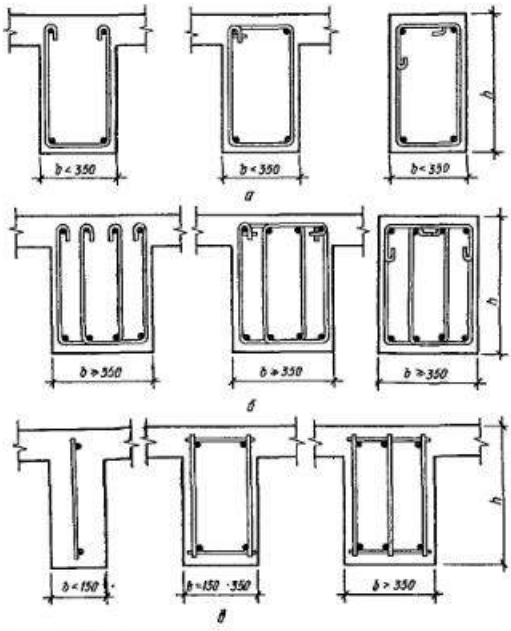


Рис. 6.59. Схемы армирования сечений балок:
а — вязаной арматурой, двухсрезными хомутами; *б* — то же, четырехсрезными хомутами; *в* — сварной арматурой

Нижняя арматура, которая доводится до крайних свободных опор балок, должна заводиться за грань опоры в соответствии с рекомендациями, изложенными в гл. 5 (см. «Анкеровка ненапрягаемой арматуры»).

С целью экономии арматурной стали в балках, армированных сварными каркасами, часть стержней пролетной арматуры (сверх тех, которые доводятся до опоры) рекомендуется обрывать в пролете; места обрывов стержней определяют расчетом.

В балках, армированных вязаными каркасами, стержни пролетной арматуры, если их больше двух при двухсрезных хомутах и больше четырех при четырехсрезных хомутах, не обрываются, но могут переводиться (если это необходимо) в опорную арматуру.

Армирование второстепенных монолитных балок сварными и вязаными каркасами показано на рис 6.60 и 6.61. Длину пролетных сварных каркасов в таких балках принимают равной размеру пролета в свету На промежуточных и крайних опорах, если последние — главные балки, на уровне стержней пролетной рабочей арматуры устанавливают специальные стыковые стержни. Их количество должно соответствовать количеству пролетных сеток, диаметр — не менее 10 мм и не менее половины диаметра рабочего стержня сетки, а общая площадь сечения — не менее минимального процента армирования опорного сечения балки.

Стыковые стержни, если они периодического профиля, заводят за грань опоры (в пролет) не менее чем на 15*d*. Если стержни гладкие, то к 15*d* надо прибавить один шаг поперечных стержней второстепенных балок и еще 50 мм.

Если на опоре нужна сжатая арматура, площадь поперечного сечения стыковых стержней определяют расчетом. В этом случае стержни заводят за грань опоры на длину стыка внахлестку для сжатых стержней, определяемую по формуле (5.15).

Стержни нижней арматуры монолитных балок, армируемых вязаными каркасами (см. рис. 6.61), в тех случаях, когда нижняя арматура в опорных сечениях по расчету не требуется, заводят за грань промежуточной опоры не менее чем на длину l_{an} для растянутых стержней в сжатом бетоне (см. формулу (5.16). Если нижнюю арматуру на промежуточной опоре учитывают в расчете как сжатую, стержни смежных пролетов стыкуют внахлестку, при этом стыки всех стержней, заведенных за грань опоры, могут осуществляться в одном сечении. Длину стыка определяют по формуле (5.15).

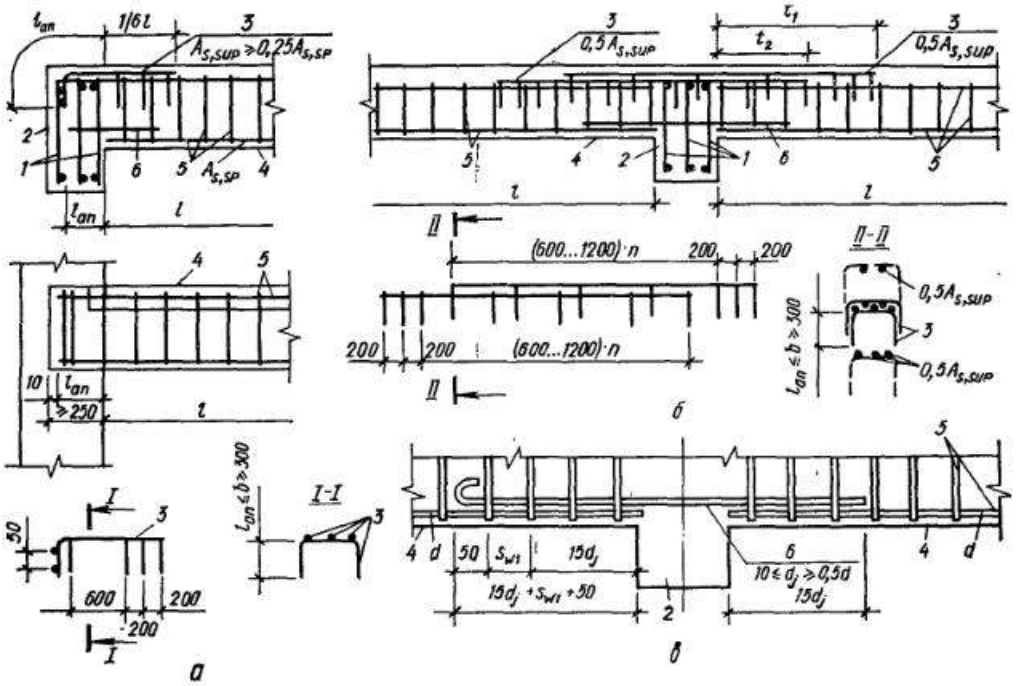


Рис. 6.60. Армирование второстепенных монолитных балок сварными сетками:

а — крайние опоры; *б* — средняя опора; *в* — деталь установки стыкового стержня при рабочей арматуре из стержней соответственно гладких (слева) и периодического профиля (справа): *1* — пролетная арматура главной балки; *2* — главная балка; *3* — опорная сетка второстепенной балки; *4* — второстепенная балка; *5* — пролетная арматура второстепенной балки; *6* — стыковой стержень диаметром d_j; t_1 — по расчету, но не менее (1/3)l; t_2 — по расчету, но не менее (1/4)l.

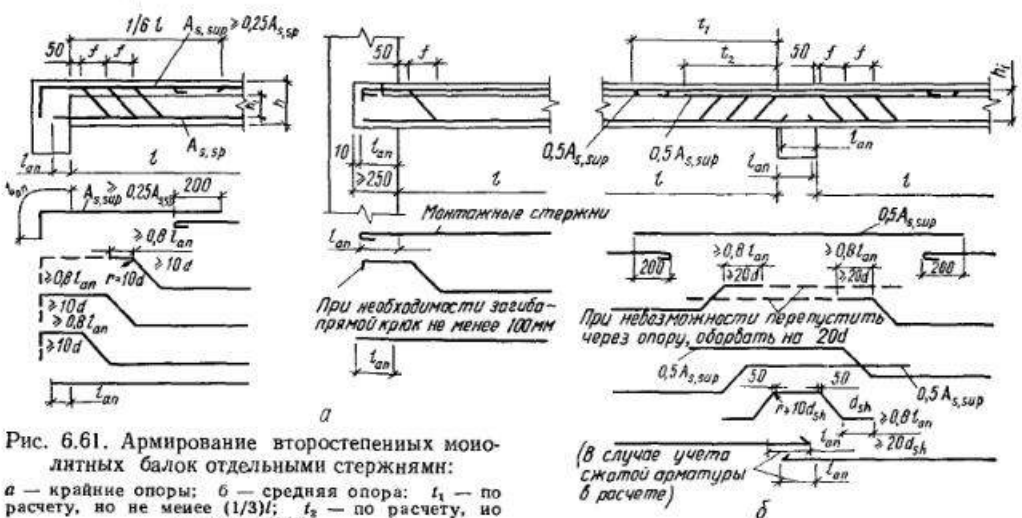


Рис. 6.61. Армирование второстепенных монолитных балок отдельными стержнями:

а — крайние опоры; *б* — средняя опора; t_1 — по расчету, но не менее (1/3)l; t_2 — по расчету, но не менее (1/4)l.

На крайних опорах второстепенных балок, монолитно связанных с прогонами, следует предусматривать верхнюю арматуру площадью сечения не менее 1/4 площади сечения арматуры в примыкающем пролете (см. рис. 6.60, *а* слева и 6.61, *а* слева). Стержни этой арматуры заводят в пролет на 1/6 пролета балки в свету. Длину их заделки и определяют по формуле (5.16). На опорах, заделанных в стену (рис. 6.60, *а* справа и 6.61, *а* справа), для восприятия возможного момента защемления должна предусматриваться специальная верхняя арматура, но, как правило, здесь достаточно имеющейся монтажной арматуры. Поэтому при армировании балок отдельными стержнями монтажную арматуру следует заводить за грань

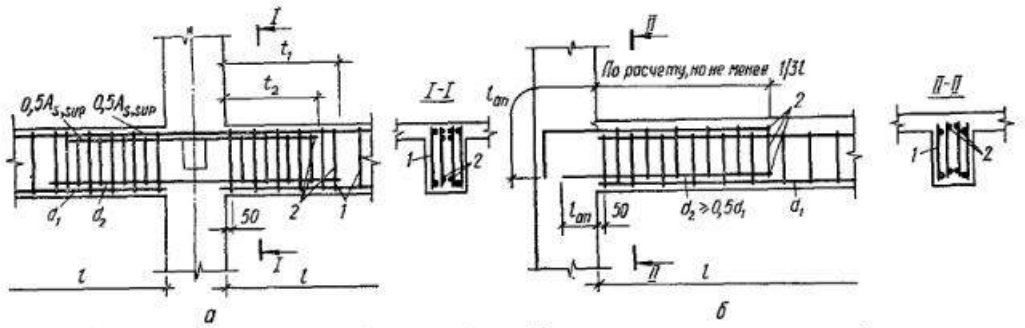


Рис. 6.62. Армирование средних (*а*) и крайних (*б*) опор монолитных главных балок сварными сетками:

1, 2 — пролетная сетка; *2* — опорная сетка; t_1 — по расчету, но не менее (1/3)l; t_2 — по расчету, но не менее (1/4)l.

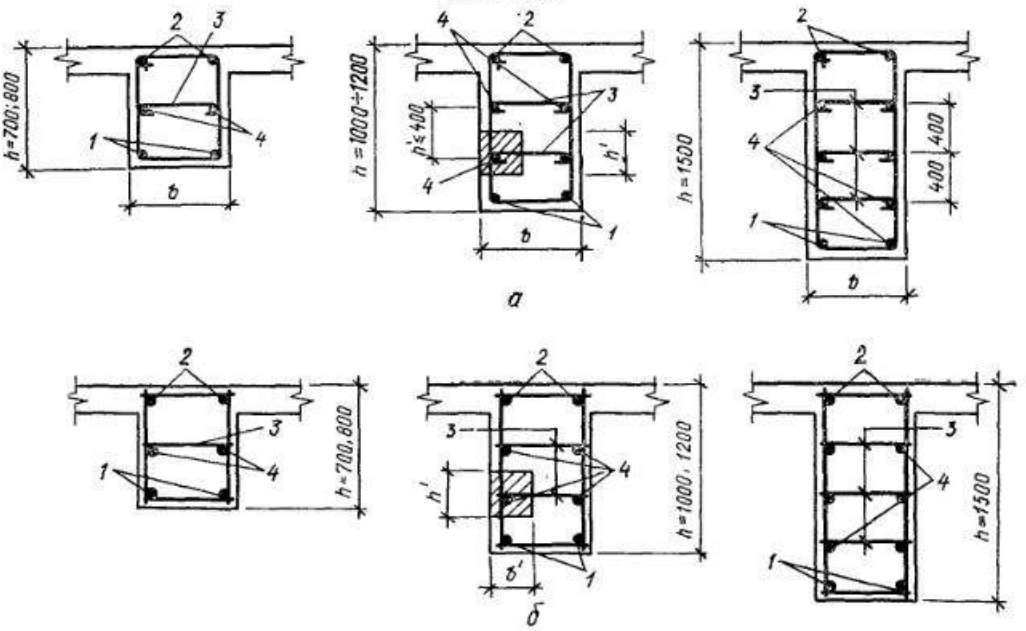


Рис. 6.63. Размещение конструктивных стержней по высоте боковых граней балок при вязаных (*а*) и сварных (*б*) каркасах:

1, 2, — продольная арматура соответственно рабочая и монтажная; *3* — шпильки; *4* — продольный конструктивный стержень площадью поперечного сечения $A_{sc,1}$.

опоры на длину l_{an}, определяемую по формуле (5.16), а при армировании сварными сетками — в соответствии с рекомендациями, изложенными в гл. 5 (см. «Анкеровка ненапрягаемой арматуры»).

На средних (промежуточных) опорах многопролетных второстепенных монолитных балок верхнюю арматуру определяют расчетом. Места ее обрыва также определяют расчетом, причем в одном сечении можно обрывать не более трех стержней — при двухсрезных хомутах, и не более четырех — при четырехсрезных. При действии на балку временной равномерно распределенной нагрузки, не превышающей утроенной постоянной, можно половину (по площади) верхних стержней заводить за грань опоры в смежный пролет на 1/3 пролета в свету, а половину — на 1/4 (рис. 6.60, *б* и 6.61, *б*). В балках с разными пролетами, отличающимися друг от друга не более чем на 20 %, места обрыва стержней во всех пролетах принимают одинаковыми (по бо́льшему пролету), а при различии в пролетах более 20 % стержни в меньший пролет заводят на длину, определяемую по смежному (бо́льшему) пролету. Если же малый пролет находится между двумя бо́льшими, из смежных пролетов протягивают через весь меньший пролет поверху два стержня, даже если они не требуются по расчету.

Армирование опор главных балок монолитных перекрытий сварными сетками показано на рис. 6.62. Схема армирования отдельными стержнями аналогична схеме армирования второстепенных балок (см. рис. 6.61).

У боковых граней балок при высоте их поперечного сечения более 700 мм ставят конструктивные продольные стержни с расстоянием между ними по высоте не более 400 мм и площадью поперечного сечения $A_{sc,1} \geqslant 0{,}001 b' h'$, где h' — расстояние между стержнями, а $b' = 0{,}5b$, но не более 200 мм (рис. 6.63). Эти стержни должны соединяться шпильками диаметром 6...8 мм из арматуры класса А-I с шагом 500 мм по длине балки. Вместе с поперечной арматурой такие стержни сдерживают раскрытие наклонных трещин на боковых гранях балок.

В балках и ребрах высотой более 150 мм следует устанавливать вертикальную поперечную арматуру. В балках и ребрах высотой 150 мм и меньше поперечную арматуру можно не ставить. Ее допускается также не ставить у граней тонких ребер и балок шириной 150 мм и меньше, если по ширине их располагается один продольный стержень или одна сварная сетка. При этом должно соблюдаться условие (3.276) или (3.277).

Диаметр поперечных стержней в сварных сетках и каркасах определяется расчетом с учетом условий сварки (см. табл. 5.9). Диаметр хомутов в вязаных каркасах также определяется расчетом и должен быть не менее 6 мм при $h \leqslant 800$ мм и 8 мм при $h > 800$ мм. При этом как в сварных, так и в вязаных каркасах диаметр продольных стержней должен быть не меньше, чем поперечных.

В балках и ребрах, не имеющих отогнутой арматуры, расстояния между вертикальными поперечными стержнями или хомутами на участках, где не соблюдается условие (3.276) (или (3.277)), а также на участках вблизи опор (s_{w1}) должны быть при высоте сечения h до 450 мм (рис. 6.64, *а*) — не более $(1/2)\,h$ и не более 150 мм, а при бо́льшей высоте сечения (рис. 6.64, *б*) — не больше $(1/3)\,h$ и не более 500 мм; длину приопорных участков, на которые распространяется это требование, принимают при равномерно распределенной нагрузке равной 1/4 пролета элемента, а при сосредоточенных нагрузках — расстоянию от опоры до ближайшего к ней груза, но не менее 1/4 пролета. На остальной части пролета при высоте балок более 300 мм расстояние между указанными поперечными стержнями (s_{w2}) или хомутами должно быть не более $(3/4)h$ и не более 500 мм.

Расположение участков с обязательным поперечным армированием по длине балок и наибольшие расстояния между поперечными стержнями (хомутами) принимают в соответствии с рис. 6.64.

В балках с учитываемой в расчете сжатой продольной арматурой поперечные стержни (хомуты) располагают на расстояниях:

в конструкциях из тяжелого и легкого бетонов:

при $R_{sc} \leqslant 400$ МПа — не более 500 мм, при вязаных каркасах — не более $15d$, при сварных — не более $20d$;

при $R_{sc} > 450$ МПа — не более 400 мм, при вязаных каркасах — не более $12d$, при сварных — не более $15d$;

в конструкциях из ячеистого бетона — в сварных каркасах — не более 500 мм и не более $40d$, где d — наименьший диаметр сжатых продольных стержней.

Рекомендуемые расстояния между стержнями поперечной арматуры по длине балки приведены в табл. 6.13.

В вязаных каркасах средних балок монолитных ребристых перекрытий при временных нагрузках на перекрытие, не превышающих 30 кПа, ставят открытые хомуты, в отдельных балках прямоугольного или таврового сечения, в крайних балках монолитных ребристых перекрытий, в балках с расчетной сжатой арматурой, а также в средних балках монолитных ребристых перекрытий, рассчитанных на временную нагрузку более 30 кПа,— замкнутые.

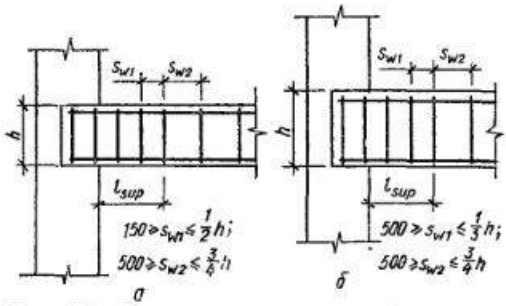


Рис. 6.64. Расположение поперечной арматуры в балках, не имеющих отгибов:

а, б — при высоте сечения балки соответственно до 450 и более 450 мм.

В вязаных каркасах хомуты следует конструировать таким образом, чтобы в местах их перегиба, а также загиба концевых крюков (при отсутствии перепуска концов) обязательно располагались продольные стержни. Каждый хомут должен охватывать в одном ряду не более пяти растянутых стержней и не более трех сжатых. При бо́льшем числе стержней в одном ряду, а также при ширине балки 350 мм и более рекомендуется переходить на четырех- или многосрезные хомуты (конструкции хомутов показаны на рис. 6.59).

При монолитных конструкциях в местах пересечения балки с колонной или с прогоном первый хомут или поперечный стержень располагают в пролете на расстоянии 50 мм от грани опоры. При опирании монолитных балок на кирпичную кладку на крайней опоре первый хомут или поперечный стержень устанавливают у торца балки (с необходимым защитным слоем), а в пределах средних опор установку поперечной арматуры продолжают с шагом, принятым для пролета балки.

В сборных балках расстановку поперечной арматуры начинают от торца элемента с учетом защитных слоев бетона.

Наклонные (отогнутые) стержни применяют, преимущественно, в балках, армированных вязаными каркасами. Они работают эффективнее хомутов, так как больше соответствуют направлению главных растягивающих напряжений в бетоне балки. Длину приопорного участка балки, на котором размещаются отгибы, определяют расчетом. Радиус дуги, по которой отгибается наклонный участок стержня, должен

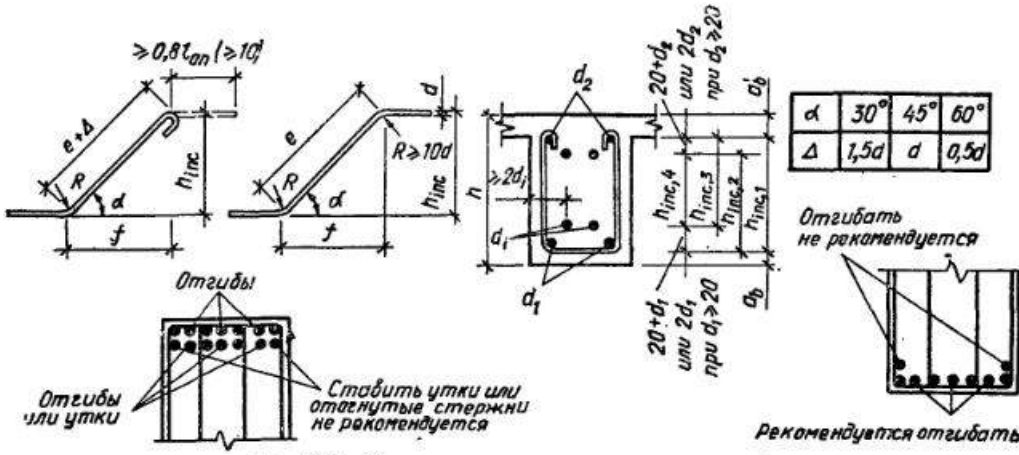


Рис. 6.65. Конструирование отогнутых стержней.

быть не менее $10d$. Угол наклона отгиба к продольной оси балки принимают обычно равным 45°. В балках высотой более 800 мм и в балках-стенках угол наклона отгибов может быть увеличен до 60°, а в низких балках и при сосредоточенных нагрузках — уменьшен до 30°.

Наклонные участки образуют, как правило, отгибанием на опоры нижней пролетной арматуры, которую в неразрезных балках переводят затем через опору в соседний пролет (см. рис. 6.61). Если возникает необходимость увеличить на промежуточной опоре количество наклонных стержней сверх того количества, которое можно получить за счет отгибания стержней из смежных пролетов, то над этой опорой следует устанавливать короткие стержни с двумя наклонными участками (стержень d_{sh} на рис. 6.61) и с двумя горизонтальными участками внизу для обеспечения анкеровки. Применение коротких стержней с одним наклонным участком и не связанных с общей арматурой (так называемых плавающих стержней) не допускается.

В балках шириной 200 мм и менее в каждой плоскости можно отгибать по одному стержню. В балках шириной 300...400 мм в первой от опоры плоскости следует отгибать не менее двух стержней, а в последующих плоскостях можно отгибать и по одному стержню. В балках шириной более 400 мм в каждой плоскости должно отгибаться не менее двух стержней.

Отгибы стержней желательно располагать симметрично относительно вертикальной оси сечения балки, если же отгибают один стержень, располагать его следует как можно ближе к указанной оси. Отгибать стержни, расположенные непосредственно у боковых граней балок, не рекомендуется. Стержни с отгибами располагают на расстоянии не менее $2d$ от боковых граней балки (рис. 6.65).

Расстояние между наклонными участками стержней по длине балки определяют расчетом. Если же в расчете не содержится каких-либо указаний о расположении плоскостей отгибов, расстояние между ними принимают в соответствии с рис. 6.61.

Стержни, отгибаемые из пролета в первой и второй плоскостях от промежуточной опоры, заводят в смежный пролет. Стержни, отгибаемые в третьей и последующих плоскостях, разрешается, в случае отсутствия в них надобности на опорных участках, обрывать в пролете (см. рис. 6.61).

Верхние концы отогнутых стержней, которые не переводят через опору в смежный пролет, должны заканчиваться прямыми участками длиной не менее $0{,}8l_{an}$ (см. формулу (5.16)), но не менее $20d$ в растянутой и $10d$ — в сжатой зоне. Следует избегать обрыва отогнутых стержней в растянутой зоне (внизу). В балках высотой более 1 м отогнутый стержень из гладкой арматуры может заканчиваться в сжатой зоне только крюком без прямого участка (см. рис. 6.65).

Вертикальные проекции h_{inc}, мм, наклоиных участков отгибаемых стержней в зависимости от высоты сечения балки h и толщины защитного слоя бетона a_b и a_b' вычисляют по формулам:

$$h_{inc,1} = h - a_b - a_b'; \qquad (6.93)$$

$$h_{inc,2} = h - a_b - a_b' - d_2 - 20; \qquad (6.94)$$

$$h_{inc,3} = h - a_b - a_b' - d_1 - 20; \qquad (6.95)$$

$$h_{inc,4} = h - a_b - a_b' - d_1 - d_2 - 40. \qquad (6.96)$$

При этом: для второстепенных балок — $a_b' = a_b$; для главных балок, к которым примыкают второстепенные с верхней арматурой диаметром до 20 мм, — $a_b' = a_b + 20$ мм, а для главных балок, к которым примыкают второстепенные с верхней арматурой диаметром более 20 мм, — $a_b' = a_b + 30$ мм.

Если $d_2 > 20$ мм, или $d_1 > 20$ мм, или $(d_1 + d_2) > 40$ мм, то в последние три формулы подставляют соответственно d_2 и d_1 вместо 20 мм или $d_1 + d_2$ вместо 40. Величины h_{inc} вычисляют с точностью до 10 мм.

При использовании напрягаемой арматуры криволинейного очертания, натягиваемой на бетон, угол наклона пучков, канатов или стержней с продольной осью балки рекомендуется принимать не более 30°, а радиус закругления:

для пучковой арматуры и канатов: при диаметре проволок в пучках 5 мм и менее и канатов 4,5...9 мм — не менее 4 м, при диаметре проволок в пучках 6...8 мм и канатов 12...15 мм — не менее 6 м;

для стержневой арматуры: диаметром до 25 мм — не менее 15 м; диаметром 28...40 мм — не менее 20 м.

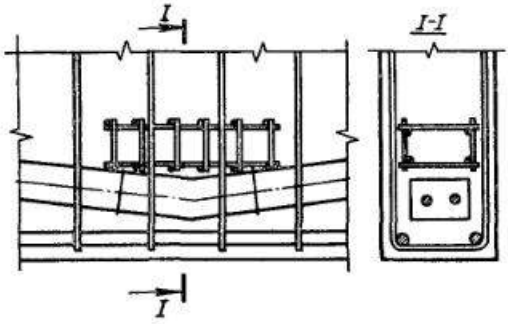


Рис. 6.66. Усиление бетона дополнительным армированием в местах перегиба напрягаемой арматуры.

Отгибание напрягаемой стержневой арматуры, натягиваемой на упоры, выполняют по радиусу не менее $15d$

При натяжении арматуры на бетон в местах резкого изменения кривизны каналов для пропуска арматуры следует устанавливать отрезки жестких стальных труб Канал для нескольких пучков должен иметь на концах уширение для анкерных и натяжных устройств. В местах перегиба арматуры или уширения канала необходимо усиливать бетон стальными обоймами, хомутами или сетками (рис. 6.66), а при необходимости — увеличивать сечение балки.

В двускатных балках двутаврового и таврового (с полкой в сжатой зоне) сечений следует учитывать усилие в коньке, отрывающее верхнюю полку от ребра (стенки). Это усилие принимается равным равнодействующей сжимающих усилий в наклонных полках в сечении по коньку (при $\gamma_f > 1$) и должно быть полностью воспринято поперечными стержнями периодического профиля, расположенными на участке длиной не более $l/3$ высоты сечения балки в коньке. Эти поперечные стержни должны быть приварены вверху и внизу к продольным стержням сварных каркасов.

Дополнительные указания по армированию балок

Армирование балок, работающих на изгиб с кручением. При кручении железобетонных элементов возникают главные сжимающие и главные растягивающие напряжения, вызывающие появление трещин, расположенных по винтовой линии. Усилия в направлении главных сжимающих напряжений воспринимает бетон, а в направлении главных растягивающих напряжений — продольная и поперечная арматура

Поэтому в балках, работающих на изгиб с кручением, вязаные хомуты должны быть замкнутыми с перепуском их концов на $30d$, где d — диаметр хомута, а при сварных каркасах все поперечные стержни обоих направлений должны быть приварены точечной сваркой к угловым продольным стержням, образуя замкнутый контур (рис. 6.67). При отсутствии сварочных клещей плоские сварные сетки соединяют при помощи скоб посредством дуговой сварки их с поперечными стержнями (см. рис. 5.12)

В балках сложного поперечного сечения (тавровых, двутавровых), работающих на изгиб с кручением, все составляющие части сечения (ребра, полки) должны иметь замкнутое поперечное армирование в пределах каждой части (рис. 6.68).

Расстояния между поперечными стержнями, расположенными у граней, нормальных к плоскости изгиба, должны составлять не более ширины сечения элемента b; у граней сжатых от изгиба, при $T \leqslant 0{,}2M$ расстояния между поперечными стержнями допускается увеличивать, принимая их такими, как в сжатых элементах

Приведенные указания относятся, в частности, к крайним балкам, к которым второстепенные балки или плиты примыкают лишь с одной стороны (обвязочные балки, балки у температурных швов и т. п.), а также к средним балкам, для которых нагрузки, передающиеся на балку от примыкающих к ней пролетов, различны и отличаются друг от друга более чем в 2 раза.

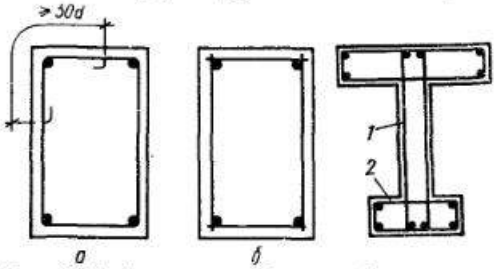


Рис. 6.67. Армирование балок, работающих на изгиб с кручением вязаной арматурой (*а*) и сварным каркасом (*б*).

Рис. 6.68. К армированию балок сложного поперечного сечения:

1, 2 — замкнутые хомуты соответственно ребра и полки.

Армирование балок в местах приложения сосредоточенной нагрузки. В сечениях балок, где приложены сосредоточенные нагрузки, в том числе в местах опирания монолитных второстепенных балок на главные, следует предусматривать дополнительное армирование в соответствии с рис. 6.69. Площадь сечения дополнительной арматуры определяют расчетом.

Дополнительную арматуру в зависимости от вида основной конструируют в виде сварных сеток, отгибов, подвесок или учащенных хомутов. При этом количество сварных сеток, отги-

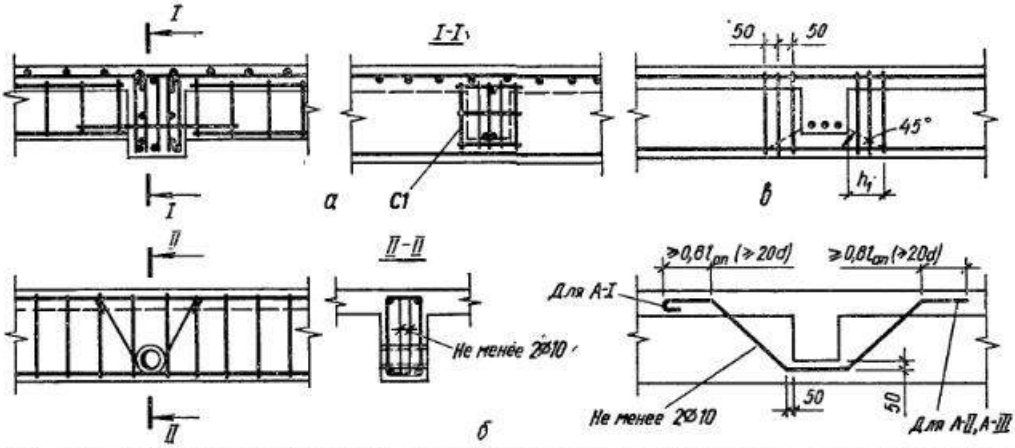


Рис. 6.69. Дополнительное армирование балок в местах приложения сосредоточенных нагрузок: *а* — сварными сетками; *б* — подвесками; *в* — учащением хомутов на участке h_1 (количество по расчету).

бов или подвесок должно быть не менее двух; вертикальных стержней в каждой сварной сетке должно быть не менее 4Ø6; отгибы или подвески должны иметь диаметр не менее 10 мм; отогнутые стержни должны иметь в верхней зоне горизонтальный прямой участок длиной не менее $0{,}8l_{an}$ (см. формулу (5.16)) и не менее $20d$, причем если отгибы из гладкой арматуры, этот участок должен заканчиваться крюком.

Расчет балок

Расчет железобетонных разрезных балок выполняют в соответствии с указаниями гл. 3 и 4. Усилия следует определять в середине пролета, его четвертях и на опоре. Для коротких (менее 6 м) балок можно ограничиться вычислением расчетного изгибающего момента в среднем сечении и поперечной силы на опоре.

Усилия в балках под подвижную нагрузку (например, подкрановых) рекомендуется определять с помощью линий влияния (рис. 6.70). С этой целью подвижную нагрузку устанавливают в наиболее невыгодное положение (при котором усилие будет наибольшим), а затем каждый из грузов умножают на ординату линии влияния под ним. Сумма этих произведений и дает искомое усилие. Пример установки нагрузки в невыгодное положение показан на рис. 6.70, *г*. В этом случае

$$M_2 = P_1 \frac{3}{16} l + P_2 y_2 =$$

$$= \frac{3}{16} P_1 l + \frac{1}{4} P_2 \left(\frac{3}{4} l - a \right). \quad (6.97)$$

С помощью линий влияния можно вычислить усилия и от постоянной (распределенной) нагрузки g, для чего достаточно интенсивность этой нагрузки умножить на площадь соответствующей линии влияния.

Пример 6.3. Дано: разрезная подкрановая балка пролетом $l = 11{,}86$ м. Расчетное давление на колесо тележки крана $P_1 = P_2 = 100$ кН, расстояние между грузами $a = 3{,}5$ м; расчетная постоянная нагрузка $g = 8$ кН/м.

Требуется определить усилия в сечениях балки.

Расчет. Вначале определим усилия от подвижной нагрузки в сечении I—I (см. рис. 6.70, *а*). Установим нагрузку таким образом, чтобы один из грузов P находился в середине пролета. Тогда ордината линии влияния M под этим грузом $y_{1M} = l/4 = \frac{11{,}86}{4} = 2{,}965$ м,

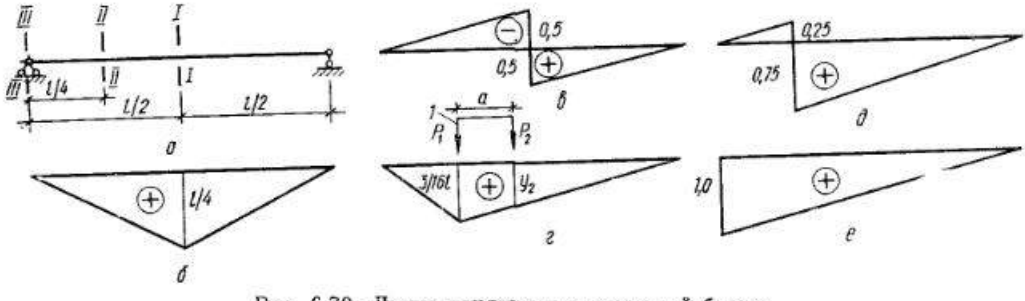


Рис. 6.70. Линии влияния для разрезной балки:

а — расчетная схема балки; *б*, *в* — линии влияния соответственно M и Q в сечении *I—I*; *г*, *д* — то же, в сечении *II—II*; *е* — линия влияния Q в сечении *III—III*; *1* — подвижная нагрузка ($P_1 \geq P_2$).

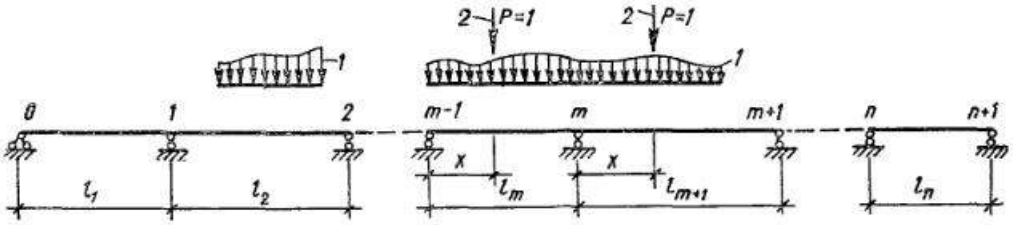


Рис. 6.71. К расчету упругой неразрезной балки:
1 — фиксированная произвольная нагрузка; *2* — единичная подвижная нагрузка.

а ордината линии влияния Q — $y_{1Q} = 0{,}5$. Ординаты под вторым грузом найдем из подобия треугольников

$$y_{2M} = 0{,}5\left(\frac{l}{2} - a\right) = 0{,}5\left(\frac{11{,}86}{2} - 3{,}5\right) = 1{,}215 \text{ м};$$

$$y_{2Q} = \frac{1}{l}\left(\frac{l}{2} - a\right) = \frac{0{,}5 \cdot 11{,}86 - 3{,}5}{11{,}86} = 0{,}205.$$

Тогда:

$$M_{1p} = 100\,(2{,}965 + 1{,}215) = 418 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{1p} = \pm 100\,(0{,}5 + 0{,}205) = \pm 70{,}5 \text{ кН}.$$

Далее вычисляем усилия в сечении II—II. Нагрузку устанавливаем так, как показано на рис. 6.70, *г*. Ординаты линий влияния под грузами:

$$y_{1M} = \frac{3}{16} \cdot 11{,}86 = 2{,}224 \text{ м}; \quad y_{1Q} = 0{,}75;$$

$$y_{2M} = \frac{1}{4}\left(\frac{3}{4}l - a\right) = 0{,}25\,(0{,}75 \cdot 11{,}86 - 3{,}5) = 1{,}349 \text{ м}; \quad y_{2Q} = \frac{1}{l}\left(\frac{3}{4}l - a\right) = \frac{0{,}75 \cdot 11{,}86 - 3{,}5}{11{,}86} = 0{,}455$$

и

$$M_{2p} = 100\,(2{,}224 + 1{,}349) = 357{,}3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{2p} = 100\,(0{,}750 + 0{,}455) = 120{,}5 \text{ кН}.$$

Для определения поперечной силы Q_{3p} устанавливаем нагрузку таким образом, чтобы один из грузов находился в крайнем левом положении. Тогда:

$$y_{1Q} = 1{,}0; \quad y_{2Q} = \frac{l - a}{l} = \frac{11{,}86 - 3{,}5}{11{,}86} = 0{,}705$$

и

$$Q_{3p} = 100\,(1{,}0 + 0{,}705) = 170{,}5 \text{ кН}.$$

Усилия от постоянной нагрузки можно найти по известным правилам статики; можно использовать и линии влияния. Воспользуемся вторым способом. Площади линий влияния:

$$\Omega_{1M} = \frac{l^2}{8} = \frac{11{,}86^2}{8} = 17{,}58 \text{ м}^2; \quad \Omega_{1Q} = 0;$$

$$\Omega_{2M} = \frac{3l^2}{32} = \frac{3 \cdot 11{,}86^2}{32} = 13{,}19 \text{ м}^2;$$

$$\Omega_{2Q} = \frac{1}{2} \cdot \frac{3}{4}\,l \cdot 0{,}75 - \frac{1}{2} \cdot \frac{l}{4} \cdot 0{,}25 = 0{,}25l = 2{,}965 \text{ м};$$

$$\Omega_{3Q} = \frac{1}{2}\,l \cdot 1{,}0 = 5{,}93 \text{м}.$$

Соответственно, усилия:

$$M_{1g} = g\Omega_{1M} = 8 \cdot 17{,}58 = 140{,}7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{1g} = 0;$$

$$M_{2g} = 8 \cdot 13{,}19 = 105{,}5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{2g} = 8 \cdot 2{,}965 = 23{,}7 \text{ кН};$$

$$Q_{3g} = 8 \cdot 5{,}93 = 47{,}4 \text{ кН}.$$

Таким образом, суммарные расчетные усилия в рассматриваемых сечениях подкрановой балки:

$$M_1 = 418{,}0 + 140{,}7 \simeq 559 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_1 = \pm 70{,}5 \text{ кН};$$

$$M_2 = 357{,}3 + 105{,}5 \simeq 463 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_2 = 120{,}5 + 23{,}7 \simeq 144 \text{ кН};$$

$$Q_3 = 170{,}5 + 47{,}4 \simeq 218 \text{ кН}.$$

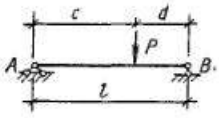
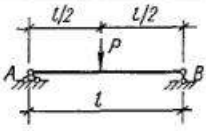
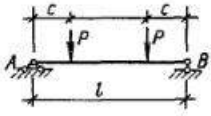
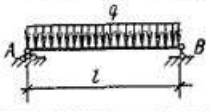
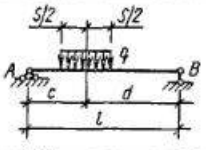
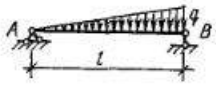
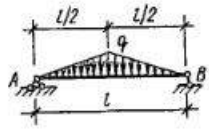
Кроме вертикальных усилий, балки под подвижную нагрузку нередко испытывают воздействие и горизонтальных усилий. В частности, таким воздействиям подвержены подкрановые балки. Сечения в таком случае рассчитывают на косой поперечный изгиб с кручением (равнодействующая поперечных сил в сечении не проходит через центр кручения). Однако на практике расчет производят упрощенно — независимо в двух плоскостях и без учета кручения. При этом считают, что вертикальным усилиям сопротивляется все сечение, горизонтальным — только полка.

Усилия в неразрезных балках под подвижную нагрузку также определяют с помощью линий влияния. Последние при этом строят в предположении упругой работы материалов, без учета трещин.

Для построения линий влияния для неразрезных балок используют известное уравнение трех моментов. Пусть два пролета неразрезной балки постоянного сечения, примыкающие к опоре «*m*» (рис. 6.71), загружены произвольной нагрузкой. Тогда указанное уравнение имеет вид

$$M_{m-1}l_m + 2M_m\,(l_m + l_{m+1}) + M_{m+1}l_{m+1} = -6R_m^f, \qquad (6.98)$$

Таблица 6.17. **Фиктивные реакции**

№ схемы	Схема загружения балки	A^f	B^f
1		$\frac{Pd}{l}(l^2-d^2)$	$\frac{Pc}{l}(l^2-c^2)$
2		$\frac{Pl^2}{16}$	$\frac{Pl^2}{16}$
3		$\frac{Pc}{2}(l-c)$	$\frac{Pc}{2}(l-c)$
4		$\frac{ql^3}{24}$	$\frac{ql^3}{24}$
5		$\frac{qscd}{6l}(l+d)-\frac{qs^3}{24l}d$	$\frac{qscd}{6l}(l+c)-\frac{qs^3}{24l}c$
6		$\frac{7}{360}ql^3$	$\frac{ql^3}{45}$
7		$\frac{5}{192}ql^3$	$\frac{5}{192}ql^3$

где R_m — фиктивная реакция на опоре «m»; она представляет собой сумму реакций от фиктивных нагрузок, расположенных в левом и правом пролетах в предположении разрезности на рассматриваемой опоре. Эпюра фиктивной нагрузки представляет собой эпюру моментов в разрезной балке от действительной нагрузки. Фиктивные реакции считают положительными, если они направлены вверх, причем положительные эпюры моментов принимают за фиктивные нагрузки, направленные вниз. Фиктивные реакции удобно определять с помощью табл. 6.17.

Записывая выражение (6.98) для опор 1, 2, ..., n, получают систему уравнений для определения опорных моментов M_1, M_2, ..., M_n. После того как эти величины определены, изгибающие моменты и перерезывающие силы в i-м пролете находят по формулам:

$$M_i(x) = M_{i-1} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}x + M_i^0(x), \quad (6.99)$$

$$Q_i(x) = \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i} + Q_i^0(x), \quad (6.100)$$

где M_{i-1}, M_i — опорные моменты; $M_i^0(x)$, $Q_i^0(x)$ — изгибающий момент и перерезывающая сила в рассматриваемом сечении, вычисленные для разрезной балки; x — расстояние до рассматриваемого сечения от опоры «$i-1$».

Для построения линии влияния в неразрезной балке перемещают единичный груз вдоль ее оси, вычисляя для каждого положения груза значения фиктивных реакций. При этом фик-

тивная реакция на опоре «m» отлична от нуля только в том случае, когда груз находится в пределах примыкающих к опоре пролетов. Когда груз помещают в левом пролете, в соответствии с поз. 1 табл. 6.17

$$R_m^f = \frac{x}{l_m}\left[1 - \left(\frac{x}{l_m}\right)^2\right] l_m^2; \quad (6.101)$$

если груз находится в пределах правого пролета, то

$$R_m^f = \frac{x}{l_{m+1}}\left(1 - \frac{x}{l_{m+1}}\right)\left(2 - \frac{x}{l_{m+1}}\right) l_{m+1}^2. \quad (6.102)$$

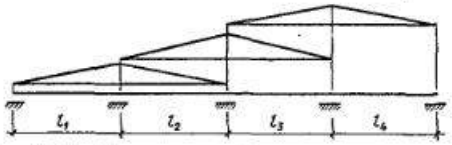


Рис. 6.72. Надопорные эпюры моментов, используемые для перераспределения усилий.

Решая систему уравнений (6.98) при различных значениях R_m^f, соответствующих перемещению груза вдоль пролета, получают значения опорных моментов для каждого из положений груза, т. е. ординаты их линий влияния. При расчете «вручную» или с использованием малых ЭВМ во избежание многократного решения системы уравнений целесообразно предварительно вычислить значения чисел влияния. Числом влияния β_{ik} называют величину i-го неизвестного при свободном члене k-го уравнения $c_k = 1{,}0$ и нулевых свободных членах остальных уравнений. Если числа влияния найдены, значение любого i-го неизвестного может быть получено по формуле

$$M_i = -6\sum_{k=1}^{n} \beta_{ik} R_k^f, \quad (6.103)$$

где R_k^f — фиктивная реакция при рассматриваемом расположении груза.

После того как построены линии влияния опорных моментов, нетрудно, используя формулы (6.99) и (6.100), построить линии влияния усилий в интересующем нас сечении.

Как и при расчете разрезных балок, на построенные линии влияния устанавливают заданную нагрузку, располагая ее таким образом, чтобы получить наибольшее значение усилия. Для линий влияния усилий в неразрезных балках нет общих правил установки нагрузки в опасное положение. Чаще всего наибольшее усилие получают, если один из грузов располагают над наибольшей ординатой.

Прочность статически неопределимых железобетонных балок под неподвижную нагрузку рекомендуется определять с учетом перераспределения усилий вследствие неупругих деформаций бетона и арматуры и образования трещин.

Перераспределение усилий в неразрезных железобетонных балках, как правило, учитывают на основе принципов метода предельного равновесия. Поскольку допускается, что в балке могут образоваться пластические шарниры (подробнее о методе предельного равновесия см. в настоящей главе, «Рамы. Расчет с учетом пластических деформаций»), усилия можно перераспределить таким образом, чтобы получить наибольший технико-экономический эффект. С точки зрения статического расчета это эквивалентно умножению ординат эпюр изгибающих моментов от лишних неизвестных на произвольный коэффициент.

В соответствии с изложенным, неразрезные железобетонные балки рассчитывают в такой последовательности.

1. Производят расчет упругой балки на действие постоянной нагрузки и различных случаев расположения временной нагрузки.

2. Усилия от каждого случая расположения временной нагрузки складывают с усилиями от постоянной нагрузки.

3. К каждой из полученных таким образом эпюр прибавляют треугольные эпюры с произвольными по знаку и величине надопорными ординатами (рис. 6.72).

4. По эпюрам моментов, построенным с учетом перераспределения усилий, выбирают наибольшие (по абсолютной величине) значения изгибающих моментов в расчетных сечениях, т. е. определяют ординаты огибающей эпюры.

Исходя из этих значений в соответствии с указаниями гл. 3 подбирают необходимую площадь рабочей арматуры.

Пример 6.4. Дано: трехпролетная балка гражданского здания пролетами 4, 5, 6 и 4, 5 м рис. (6.73). Балка загружена постоянной нагрузкой $g = 7{,}5$ кН/м и временной нагрузкой $p = 15$ кН/м; коэффициенты надежности по нагрузке $\gamma_{f1} = 1{,}1$ и $\gamma_{f2} = 1{,}2$.

Требуется определить усилия в сечениях балки с целью подбора арматуры по прочности.

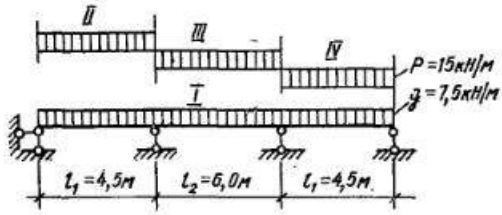


Рис. 6.73. Трехпролетная неразрезная балка.

Расчет. Вначале рассчитываем балку как упругую. Уравнение вида (6.98) в рассматриваемом случае имеет вид:

$$2M_1(l_1 + l_2) + M_2 l_2 = -6R_1^f;$$

$$M_1 l_2 + 2M_2(l_2 + l_3) = -6R_2^f,$$

или, при $l_1 + l_2 = 10{,}5$, $l_2 + l_3 = 10{,}5$:

$$21M_1 + 6M_2 = -6R_1^f;$$

$$6M_1 + 21M_2 = -6R_2^f.$$

Поскольку необходимо рассмотреть несколько загружений, расчет целесообразно вести с помощью чисел влияния. Полагая вначале

Таблица 6.18. **Ординаты эпюр моментов, кН · м, в сечениях балки (к примеру 6.4)**

Сочетания загружений	Номер сечения				
	I	II	III	IV	V
Первое 1 + 2 + 3	26,09	—80,72	51,07	—53,39	—5,81
Второе 1 + 2 + 4	47,12	—38,65	—1,52	—38,65	47,12
Третье 1 + 3	—8,84	—59,46	58,66	—59,46	—8,84
Четвертое 1 + 3 + 4	—5,81	—53,39	51,07	—80,72	26,09

$6R_1^I = -1{,}0$ и $6R_2^I = 0$, а затем $6R_1^I = 0$ и $6R_2^I = -1{,}0$, находим $\beta_{11} = 0{,}05185$; $\beta_{22} = \beta_{11}$; $\beta_{12} = \beta_{21} = -0{,}01481$.

Далее рассматриваем загружения балки. Загружение 1 — постоянной нагрузкой. Согласно табл. 6.17

$$R_1^I = R_2^I = 1{,}1 \cdot 7{,}50 \cdot \left(\frac{4{,}5^3}{24} + \frac{6{,}0^3}{24}\right) = 105{,}57,$$

и по формуле (6.103) $M_1 = M_2 = -6\,(105{,}57 \times 0{,}05185 - 105{,}57 \times 0{,}01481) = -23{,}46$ кН × м.

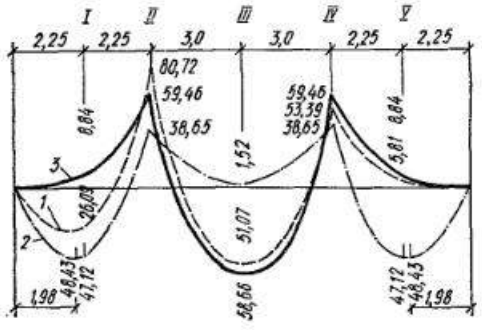


Рис. 6.74. Эпюры моментов в упругой балке:
1, 2, 3 — соответственно для первого, второго и третьего сочетаний загружений по табл. 6.18.

Загружение 2 — полезная нагрузка в левом пролете:

$$R_1^I = 1{,}2 \cdot 15 \cdot \frac{4{,}5^3}{24} = 68{,}34; \quad R_2^I = 0;$$

$$M_1 = -6\,(68{,}34 \cdot 0{,}05185 + 0) = -21{,}26 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = -6\,(0 - 68{,}34 \cdot 0{,}01481) = 6{,}07 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Загружение 3 — полезная нагрузка в среднем пролете:

$$R_1^I = R_2^I = 1{,}2 \cdot 15{,}0 \cdot \frac{6{,}0^3}{24} = 162{,}0;$$

$$M_1 = M_2 = -6 \cdot 162\,(0{,}05185 - 0{,}01481) = -36{,}0 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Загружение 4 (зеркальное второму): $M_1 = 6{,}07$ кН · м; $M_2 = -21{,}26$ кН · м.

Строим эпюры моментов (рис. 6.74) для невыгоднейших комбинаций нагрузок (табл. 6.18).

Наибольшее значение изгибающего момента в крайних пролетах приходится не на сечения I и V, а на сечения, расположенные ближе к крайним опорам ($x = 1{,}98$ м). Здесь при втором сочетании загружений $M = 48{,}43$ кН · м.

Чтобы уменьшить значения изгибающих моментов в среднем и крайних пролетах, к эпюре моментов от третьего сочетания нагрузок добавляем две треугольные эпюры (рис. 6.75, *а*) с надопорными ординатами 17,84 кН · м, а к эпюре от второго сочетания — треугольные эпюры (рис. 6.75, *б*) с опорными ординатами 18,35 кН · м.

Для уменьшения опорных моментов к эпюре от первого сочетания добавляем две треугольные эпюры разных знаков (рис. 6.75, *в*) с максимальными ординатами 3,42 и 23,91 кН · м.

Полученные в результате эпюры изгибающих моментов для различных сочетаний нагрузок представлены на рис. 6.76. Как видно из рисунка, максимальные ординаты эпюр составляют: для пролетов — 41, для опор — 77,3 кН · м.

Сопоставление этих ординат с приведенными на рис. 6.74 показывает, что благодаря учету перераспределения усилий удалось уменьшить расчетные значения изгибающих моментов (правда, несколько возросли отрицательные пролетные моменты), а значит и снизить расход арматуры, т. е. добиться экономического эффекта.

Перераспределение усилий в заданной системе можно выполнить и по-иному. Так, если к эпюре моментов от первого сочетания прибавить две треугольные эпюры с ординатами 21,26 на левой опоре и (—6,07) на правой, а к эпюре от второго сочетания — две одинаковые треугольные эпюры с надопорными ординатами (—20,81), то получим суммарные эпюры, показанные на рис. 6.77. Здесь расчетный момент

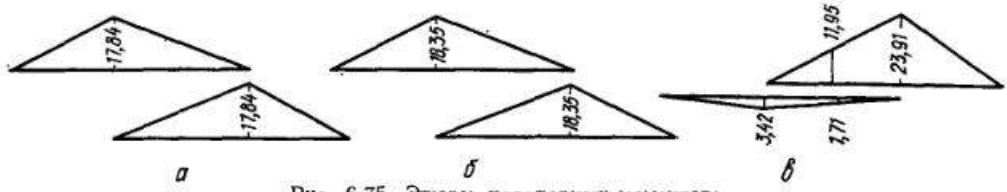


Рис. 6.75. Эпюры надопорных моментов:
а, б, в — для сочетаний 3, 2 и 1 соответственно.

в среднем пролете не изменился по сравнению с полученным в результате расчета упругой системы, однако уменьшились опорные моменты.

Количество возможных вариантов перераспределения усилий в неразрезных балках неограниченно. Для выбора наиболее рационального из них целесообразно использовать методы оптимального проектирования.

Опыт проектирования позволяет конкретизировать приведенные общие рекомендации применительно к расчету равнопролетных неразрезных второстепенных балок, а также второстепенных балок, пролеты которых отличаются не более, чем на 10 %.

Изгибающие моменты в равнопролетных второстепенных балках, загруженных равномерно

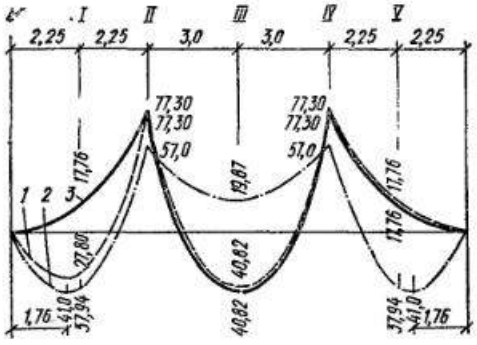


Рис. 6.76. Эпюры моментов с учетом перераспределения усилий по первому варианту:
1, 2, 3 — соответственно для первого, второго и третьего сочетаний загружений по табл. 6.18.

распределенной нагрузкой, рекомендуется определять по следующим формулам:

пролетные моменты в средних пролетах

$$M = \frac{ql^2}{16}; \qquad (6.104)$$

опорные моменты на средних опорах

$$M = \frac{ql^2}{16}; \qquad (6.105)$$

пролетные моменты в крайних пролетах

$$M = \frac{ql^2}{11}; \qquad (6.106)$$

опорные моменты на вторых от концов опорах

$$M = \frac{ql^2}{14}. \qquad (6.107)$$

Здесь $q = g + p$ — полная равномерно распределенная нагрузка; g — постоянная равномерно распределенная нагрузка; p — временная равномерно распределенная нагрузка; l — расчетный пролет.

В формулах (6.104) ... (6.107) нагрузки определяют с учетом коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$.

Для средних пролетов l принимают равным расстоянию между прогонами (главными балками) в свету, для крайних пролетов при опирании балок на стену — расстоянию от боковой поверхности прогона до центра опоры на стене, для крайних пролетов при наличии по контуру перекрытия обвязочных балок — расстоянию в свету между прогоном и обвязочной балкой.

Опорные моменты, вычисленные по формулам (6.105) и (6.107), относятся к сечениям балок на гранях опор.

Неравнопролетные второстепенные балки монолитных железобетонных перекрытий с пролетами, отличающимися друг от друга не более чем на 10 %, разрешается рассчитывать по формулам (6.104) ... (6.107). При этом опорные моменты следует определять по бо́льшему смежному пролету.

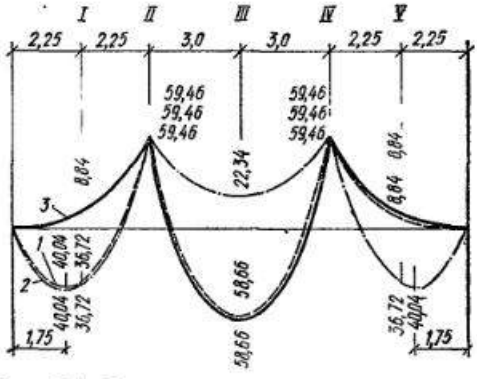


Рис. 6.77. Эпюры моментов с учетом перераспределения усилий по второму варианту:
1, 2, 3 — соответственно для первого, второго и третьего сочетаний загружений по табл. 6.18.

Огибающие эпюры изгибающих моментов для второстепенных равнопролетных неразрезных балок строят следующим образом:

минимальные — во всех средних пролетах по параболам, отвечающим действию приведенной постоянной нагрузки $g_1 = g + p/4$ и проходящим через вершины расчетных опорных ординат, а в крайних пролетах — по прямым, определяемым максимальной опорной ординатой и нулевой точкой, отстоящей от грани опоры на расстояние $\frac{(g+p)\,l}{8\,(g+p/4)}$;

максимальные — по параболам, отвечающим действию постоянной и временной нагрузок, с вершинами на максимальных ординатах положительного момента, а именно: в крайних пролетах на расстоянии $0{,}425l$ от свободного конца, а в остальных пролетах — по середине пролета.

Использование приведенной постоянной нагрузки позволяет учесть приближенно изменение отрицательных моментов в пролете второстепенных балок, обусловленное сопротивлением главных балок кручению. Расстояние нулевой точки от грани опоры в крайнем пролете определено таким образом, чтобы при загружении соседнего пролета нагрузкой и величине опорного момента $(g + p) \times l^2/16$ обеспечивалось восприятие отрицательных моментов в рассматриваемом крайнем пролете, загруженном приведенной постоянной нагрузкой.

Таблица 6.19. **Значения коэффициента β**

p/g	Номера точек										
	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0,5	−0,0715	−0,01	+0,022	+0,024	−0,004	−0,0625	−0,003	+0,028	+0,028	−0,003	−0,0625
1,0	−0,0715	−0,02	+0,016	+0,009	−0,014	−0,0625	−0,013	+0,013	+0,013	−0,013	−0,0625
1,5	−0,0715	−0,026	−0,003	±0	−0,02	−0,0625	−0,019	+0,004	+0,004	−0,019	−0,0625
2,0	−0,0715	−0,03	−0,009	−0,006	−0,024	−0,0625	−0,023	−0,003	−0,003	−0,023	−0,0625
2,5	−0,0715	−0,033	−0,012	−0,009	−0,027	−0,0625	−0,025	−0,006	−0,006	−0,025	−0,0625
3,0	−0,0715	−0,035	−0,016	−0,014	−0,029	−0,0625	−0,028	−0,01	−0,01	−0,028	−0,0625
3,5	−0,0715	−0,037	−0,019	−0,017	−0,031	−0,0625	−0,029	−0,013	−0,013	−0,029	−0,0625
4,0	−0,0715	−0,038	−0,021	−0,018	−0,032	−0,0625	−0,03	−0,015	−0,015	−0,03	−0,0625
4,5	−0,0715	−0,039	−0,022	−0,02	−0,033	−0,0625	−0,032	−0,016	−0,016	−0,032	−0,0625
5,0	−0,0715	−0,04	−0,024	−0,021	−0,034	−0,0625	−0,033	−0,018	−0,018	−0,033	−0,0625

Ординаты эпюр изгибающих моментов для равнопролетных второстепенных балок при соотношениях временной нагрузки к постоянной нагрузке p/g, равных от 0,5 до 5, определяют по формуле

$$M = \beta (g + p) l^2 \qquad (6.108)$$

или по рис. 6.78, значения коэффициента β— по табл. 6.19.

Поперечные силы для равнопролетных второстепенных балок принимают равными: у крайних опор — $0{,}4\,(g + p)\,l$, у первой промежуточной опоры — левое сечение — $0{,}6\,(g + p)l$, у первой промежуточной опоры — правое сечение — $0{,}5\,(g + p)\,l$.

Кроме расчета на прочность, для железобетонных балок необходим и расчет по предельным состояниям второй группы. Поскольку здесь перераспределение моментов в балке не ограничивается, может случиться, что в балке, заармированной оптимально с точки зрения ее прочности, ограничения, накладываемые требованиями расчета по предельным состояниям второй группы (например, по ширине раскрытия трещин в каком-либо сечении), могут оказаться не выполненными.

Усилия для расчета по предельным состояниям второй группы следует определять с учетом перераспределения усилий за счет проявления неупругих деформаций бетона и трещинообразования. Обычно такое перераспределение усилий учитывают приближенно путем умножения опорных моментов, полученных при расчете упругой системы, на коэффициент χ

При $\xi \leqslant 0{,}7\,\xi_R$ (здесь ξ — относительная высота условиой сжатой зоны, полученная при расчете опорного сечения на прочность, ξ_R — ее граничное значеиие) указанный коэффициент определяют по формулам:

для балки со средними одинаковыми пролетами при одном грузе посредине каждого пролета

$$\chi = \frac{2}{1 + \beta}; \qquad (6.109)$$

для балки со средними одинаковыми пролетами, загруженными распределенной нагрузкой

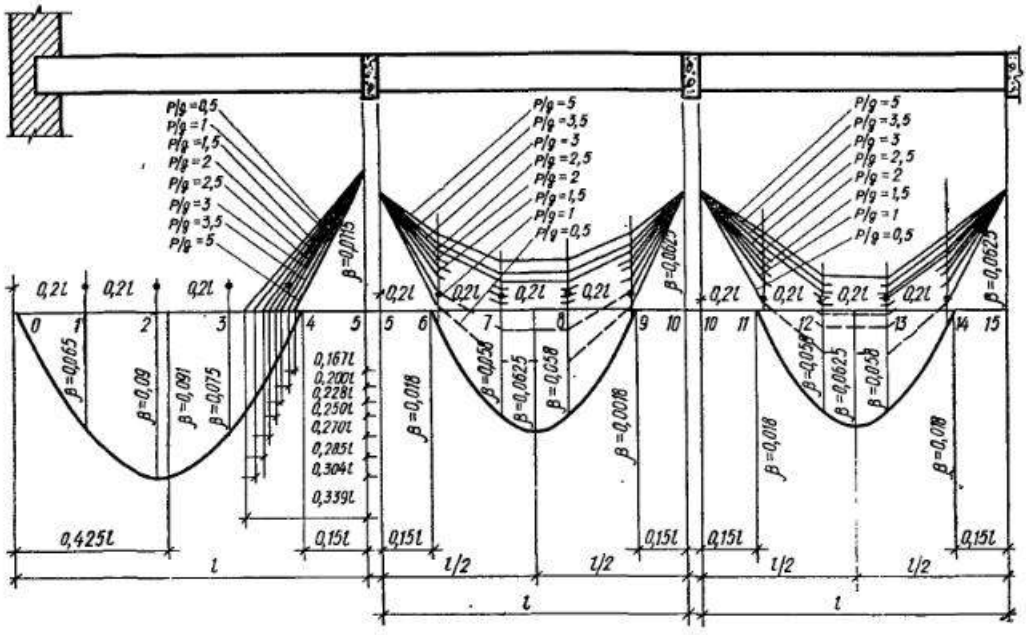


Рис. 6.78. Эпюры расчетных моментов для равнопролетных неразрезных второстепенных балок.

или несколькими сосредоточенными грузами,

$$\chi = \frac{3}{2+\beta}; \qquad (6.110)$$

для двухпролетной неразрезной балки при распределенной или сосредоточенной нагрузке

$$\chi = \frac{1,5}{0,5+\beta}. \qquad (6.111)$$

Для первых промежуточных опор многопролетных неразрезных балок значение коэффициента χ принимают как среднее из двух значений — вычисленного для второго пролета по формуле (6.109) или (6.110) и вычисленного по формуле (6.111).

При $\xi > 0,7\,\xi_R$ для всех случаев загружения

$$\chi = \frac{1+\varphi_{el}\theta}{\beta+\varphi_{el}\theta}. \qquad (6.112)$$

В формулах (6.109) ... (6.112): $\beta = B_{sp}/B_{sup}$ — отношение жесткостей сечений в пролете и на опоре; $\varphi_{el} = M_{sup(el)}/M_{sp(el)}$ — отношение опорного момента к пролетному по расчету упругой балки; $\theta = a'/l$ — отношение расстояния от промежуточной опоры до сечения с максимальным пролетным моментом к пролету балки.

Жесткости сечений B_{sp} и B_{sup} определяют как произведение $B = Mr$; радиус кривизны в сечении r находят в соответствии с указаниями гл. 4

По измененным опорным моментам методом подвески балочных эпюр строят пролетные моменты.

Пример 6.5. Дано: трехпролетная балка, характеристики которой приведены в примере 6.4.

Требуется определить усилия в балке для расчета по предельным состояниям второй группы.

Расчет. Для проверки прогибов и ширины раскрытия трещин в среднем пролете наиболее невыгодным сочетанием (см. рис. 6.74) является третье сочетание (нагрузка по схемам 1 и 3).

Сечения в среднем пролете и на вторых от края опорах с учетом перераспределения усилий по первому варианту заармированы арматурой периодического профиля из стали класса A-II общей площадью при $b = 0,2$ м, $h = 0,4$ м и классе бетона $B15$: $A_{s,sp} = 5,05 \cdot 10^{-4}$ м^2; $A'_{s,sp} = 2,1 \cdot 10^{-4}$ м^2; $A_{s,sup} = 10,3 \cdot 10^{-4}$ м^2.

Соответственно жесткость сечений ($M_r r$) при $\psi_s = 1$ равна: $B_{sp} = 8,7$ МН · м^2; $B_{sup} = 13,5$ МН · м^2.

Расчет упругой системы дает следующие значения моментов: в среднем пролете $M_{sp(el)} = 58,66$ кН · м; на второй от края опоре $M_{sup(el)} = 59,46$ кН · м.

За моменты от нормативной нагрузки с некоторым приближением можно принять:

$$M_{sp(el),n} = \frac{M_{sp}(g_n+p_n)}{g+p} = \frac{58,66 \cdot 22,50}{26,25} = 50,28 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{sup(el),n} = \frac{M_{sup}(g_n+p_n)}{g+p} = \frac{59,46 \cdot 22,50}{26,25} = 50,97 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $g_n + p_n = 22,50$ кН/м — полная нормативная нагрузка, а $g + p = 26,25$ кН/м — полная расчетная нагрузка.

Поправочный коэффициент χ к опорным моментам при $\beta = B_{sp}/B_{sup} = 8,7/13,5 = 0,64$ равен 1,22. Величина χ принята как среднее значение по формулам (6.110) и (6.111).

Значения моментов для определения прогибов равны:

$$M_{sup,n} = \chi M_{sup(el),n} = 1,22 \cdot 50,97 = 62,18 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{sp,n} = M_{sup(el),n} + M_{sp(el),n} - M_{sup,n} = 50,28 + 50,97 - 62,18 = 39,07 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Далее в соответствии с рекомендациями гл. 4 подсчитывают прогибы и ширину раскрытия трещин в наиболее напряженных сечениях.

Более точно усилия в неразрезной балке могут быть определены при расчете ее как физически нелинейной системы. Указанный расчет выполняют в такой последовательности.

Каждый пролет балки разбивают на достаточно большое количество участков — обычно 20. При постоянном по длине пролета сечении и армировании в пределах зоны трещин пролет можно разделить на 10 участков. Для каждого из участков вычисляют изгибающий момент, вызывающий образование трещин — $M_{crc,1}$.

В нулевом приближении балку рассчитывают как упругую систему. По результатам этого расчета вычисляют средние значения изгибающего момента M_i, действующего на каждом из участков ($M_i = (M_{i1} + M_{i2})/2$, где M_{i1} и M_{i2} — величины момента соответственно в начале и конце участка).

Величины M_i сопоставляют с величинами $M_{crc,1}$. Если $M_i > M_{crc,1}$, жесткость B_i определяют с учетом образования трещин. В противном случае в качестве B_i принимают жесткость приведенного сечения, работающего без трещин.

С использованием полученных жесткостей по участкам перемножают единичные и грузовые эпюры (в качестве основной системы целесообразно принять балку с шарнирами над опорами), вычисляют коэффициенты и свободные члены уравнений метода сил. Формулы для вычисления указанных величин принимают при этом вид

$$\delta_{jk} = \sum_{i=1}^{m}\sum_{i=1}^{n}\int_0^{\Delta l_i} \frac{M_j M_k}{B_i}\,dx, \qquad (6.113)$$

где m — количество пролетов; n — количество участков в пределах каждого из пролетов; Δl_i — длина i-го участка.

Решают систему уравнений, в результате чего определяют неизвестные — опорные моменты. Строят эпюру изгибающих моментов в балке и вычисляют новые значения моментов M_i.

По найденным величинам M_i определяют новые значения жесткостей B_i, формируют новую матрицу и вектор-столбец свободных членов, решают полученную таким образом новую систему уравнений метода сил.

Расчет с последовательной корректировкой жесткостей повторяют до тех пор, пока не будет достигнута сходимость итерационного процесса.

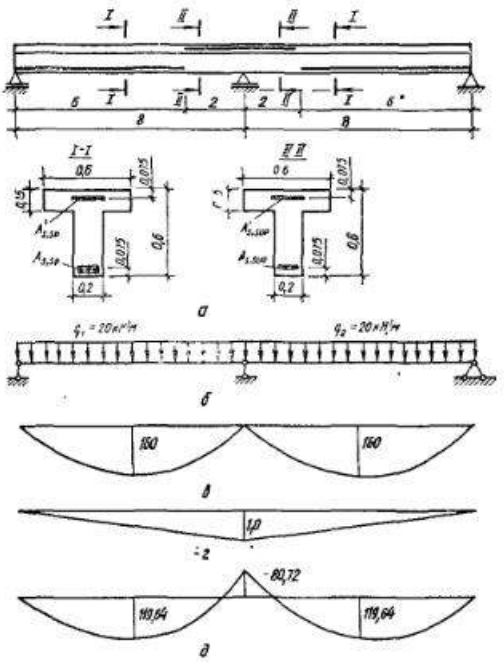


Рис. 6.79. К примеру 6.6. Двухпролетная железобетонная балка (размеры в м):

а — конструкция балки; *б* — основная система; *в* — эпюра начальных моментов, кН · м, до замыкания; *г* — то же, от единичных усилий; *д* — эпюра полных моментов, кН · м.

В качестве признака сходимости в расчетах можно принять условие $|M_k^j - M_k^{j-1}| / |M_k^j| \leqslant 0{,}01$. Здесь M_k^j и M_k^{j-1} — значения k-го неизвестного, полученные на двух последовательных итерациях. В том случае, когда итерационный процесс сходится медленно, ускорение его сходимости может быть достигнуто усреднением жесткостей, полученных на двух смежных, либо на всех итерациях.

Вместо численного интегрирования по участкам могут быть использованы и другие приемы, например, можно воспользоваться решением, приведенным в настоящей главе (см. «Рамы. Расчет с учетом пластических деформаций»).

Ползучесть бетона может сказаться на перераспределении усилий в системе. Известно также, что при определении кривизн (жесткостей) в соответствии с действующими нормами (см. гл. 4) ползучесть бетона учитывают приближенно. Это может привести к нежелательным погрешностям расчета. На практике недостаточно точный учет ползучести приводит, например, к заметному на глаз «провисанию» балочных конструкций.

Расчет с использованием жесткостей, определяемых в соответствии с указаниями нормативных документов, не может с достаточной точностью учесть и перераспределение усилий в балках, где неразрезность (замыкание системы) осуществляют после приложения продолжительно действующей нагрузки. В действительности здесь за счет ползучести в введенных после приложения нагрузки связях возникают заметные усилия, что при традиционных методах расчета выявлено быть не может.

Во всех случаях, когда доля продолжительно действующей нагрузки достаточно велика и к расчету по предельным состояниям второй группы предъявляют повышенные требования, а также для систем, замыкаемых после нагружения, рекомендуется применять более строгий (чем это предусмотрено нормами) метод учета ползучести.

Основные положения и расчетные зависимости уточненного метода расчета статически неопределимых систем с учетом ползучести приведены в настоящей главе (см. «Рамы. Расчет с учетом ползучести, усадки и трещинообразования»). Здесь ограничимся примером использования указанных зависимостей для расчета неразрезных балок.

Пример 6.6. Дано: двухпролетная неразрезная балка изготовлена из двух сборных элементов, выполненных без предварительного напряжения, путем объединения их на промежуточной опоре. Замыкание системы производится в возрасте бетона $\tau_1 = 28$ сут. Равномерно распределенная продолжительно действующая нагрузка $q_1 = q_2 = 20$ кН/м приложена до замыкания.

Характеристики материалов и сечений, используемые в расчете: $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа; $E_b = 3{,}2 \cdot 10^4$ МПа; $\alpha_s = 6{,}25$; $R_{bt,ser} = 2{,}5$ МПа; $\varphi_c(t) = 2{,}5$; $\gamma = 2{,}88$; $A_b = 0{,}18$ м^2; $A'_{s,sp} = A_{s,sup} = 8 \cdot 10^{-4}$ м^2; $A_{s,sp} = A_{s,sup} = 40 \cdot 10^{-4}$ м^2; $y_b = 0{,}3$ м; $y'_b = 0{,}15$ м; $I_b = 0{,}0057375$ м^4; $i_b^2 = 0{,}031875$ м^2.

Сечение I—I: $A_{red} = 0{,}21$ м^2; $a_0 = 0{,}0321$ м; $\mu_s = 0{,}02222$; $\mu'_s = 0{,}00444$; $I_{red} = 0{,}007883$ м^4; $W_{red} = 0{,}02299$ м^3; $W_{pl} = 0{,}04023$ м^3; $W_{pl}R_{bt,ser} = 80{,}46$ кН · м;

Сечение II—II: $A_{red} = 0{,}21$ м^2; $a_0 = 0{,}0107$ м; $\mu_s = 0{,}00444$; $\mu'_s = 0{,}02222$; $I_{red} = 0{,}006729$ м^4; $W_{red} = 0{,}017445$ м^3; $W_{pl} = 0{,}03053$ м^3; $W_{pl}R_{bt,ser} = 61{,}06$ кН · м; $W'_{red} = 0{,}0314$ м^3; $W'_{pl} = 0{,}05495$ м^3; $W'_{pl}R_{bt,ser} = 109{,}9$ кН · м.

Эпюры моментов, возникающих при нагружении сборных элементов, приведены на рис. 6.79, *в*.

Требуется определить изгибающие моменты в балке.

Таблица 6.20. К расчету двухпролетной неразрезной балки (пример 6.6)

Вычисляемая величина	Номер участка							
	1 (16)	2 (15)	3 (14)	4 (13)	5 (12)	6 (11)	7 (10)	8 (9)
M_{pj}, кН · м	37,5	97,5	137,5	157,5	157,5	137,5	97,5	37,5
$I_{crc,j}$, м⁴	—	0,00543	0,00473	0,00469	0,00469	0,00743	0,00142	—
φ_j^M	1,38	0,91	0,665	0,650	0,650	0,665	0,44	1,675
γ_j^M	2,04	1,91	1,665	1,650	1,650	1,665	1,44	2,26
δ_{11j} Bj, м	0,00521	0,03646	0,09896	0,1927	0,3177	0,4740	0,6615	0,8802
Δ_{1pj} Bj, кН · м²	3,021	18,646	43,021	68,646	88,021	93,646	78,021	33,646
δ_{11j} $(\Theta)_0^t \cdot 10^8$, 1/кН · м	4,213	40,077	108,859	211,868	349,295	521,369	2096,176	923,826
Δ_{1pj} $(t) \cdot 10^4$	0,1653	0,9761	1,8901	2,9731	3,8122	4,1143	7,5549	2,6172
M_j (t), кН м	33,96	86,88	119,80	132,72	125,64	98,56	51,48	—15,60

Расчет. Так как в средней части каждого элемента имеются трещины, определение опорных моментов выполняем методом последовательных приближений с помощью уравнения (6.267). С этой целью разбиваем каждый пролет на восемь одинаковых участков длиной 1 м. Учитывая, что балка симметрична относительно средней опоры, будем рассматривать только один пролет. Вычисляем значения изгибающих моментов в середине каждого участка (см. табл. 6.20) и находим, что на участках 0—1 и 7—8 трещины отсутствуют, а на остальных имеются. Поэтому перемещения, обусловленные изгибом участков с трещинами, определяем по формулам (6.277) и (6.279), а участков без трещин — по формулам (6.269) и (6.272). Расчет выполняем в такой последовательности.

Вначале вычисляем величины, не изменяющиеся в процессе последовательных приближений. К таким относятся коэффициенты φ^M и γ^M (формула (6.275) и табл. 2.8) для сечений, работающих без трещин, а также величины I_{crc} (t); последние вычисляются по формуле (4.189) при $\psi_s = 1$. В результате для сечения I—I получено: $\varphi^M = 1{,}38$, $\gamma^M = 2{,}04$, $I_{crc}(t) = 0{,}00945$ м⁴, для сечения II—II соответственно — 1,675; 2,26 и 0,00345 м⁴.

Далее, используя значения M_j, приведенные в табл. 6.20 (нулевое приближение), по формулам (4.188) и (6.280) находим значения I_{crc} и φ^M для сечений, работающих с трещинами. Эти значения, а также соответствующие значения $\gamma^M = 1 + \varphi^M$ даны в табл. 6.20. Там же даны результаты перемножения эпюр моментов в пределах каждого из участков.

Используя приведенные в табл. 6.20 данные, по соответствующим формулам находим компоненты перемещений и заносим их в таблицу. Суммируя указанные компоненты, получаем $\delta_{11}(\Theta)_0^t = 8511{,}364 \cdot 10^{-8}$ 1/кН · м; $\Delta_{1p}(t) = 48{,}2072 \cdot 10^{-4}$. Тогда уравнение (6.267) принимает вид $0{,}85113 \cdot 10^{-4} M_1(t) + 48{,}2072 \times 10^{-4} = 0$, откуда $M_1(t) = -56{,}64$ кН · м.

Теперь определим новые величины изгибающих моментов M_j (t) (они также даны в табл. 6.20). Расчет повторяем вплоть до выполнения условия сходимости (с. 304). Окончательная эпюра моментов представлена на рис. 6.79, *д*.

Рассмотрим еще один метод расчета железобетонных неразрезных балок. Его сущность заключается в том, что балку последовательно загружают различными, постоянно возрастающими уровнями нагрузки. Для каждого уровня нагрузки выявляют распределение изгибающих моментов вдоль оси балки с учетом трещинообразования, пластических деформаций и деформаций ползучести; такой расчет производят итерационным путем с последовательным уточнением жесткостей. Нагрузку увеличивают до тех пор, пока не будет исчерпана прочность какого-либо сечения балки. Соответствующая нагрузка является предельной для балки в целом. Сравнивая предельную нагрузку с заданной, можно судить о запасе несущей способности балки. Если этот запас окажется слишком большим, или, наоборот, предельная нагрузка будет меньше заданной, балку следует перепроектировать.

Для расчета балок указанным методом необходимо располагать зависимостями для определения жесткости сечения на всем диапазоне его работы — от упругой стадии до разрушения. Выражения для жесткости, рекомендуемые нормами, для этой цели непригодны, так как они получены для эксплуатационной стадии напряженно-деформированного состояния сечений. Могут быть использованы формулы, полученные в НИИЖБ Госстроя СССР (Ю. П. Гуща), а также зависимости, предложенные в НИИСК Госстроя СССР [28].

Для определения усилий на каждом этапе нагружения может быть использовано интегрирование по участкам, либо другие приемы (см. настоящую главу, «Расчет рам»).

Расчет производят в соответствии с алгоритмом, приведенным в материалах по расчету рам с учетом пластических деформаций. Пункты, относящиеся к проверке устойчивости системы, из алгоритма исключают.

Изложенный метод расчета универсален и позволяет наиболее достоверно оценить несущую способность балки, а также характер распределения усилий в момент, предшествующий исчерпанию ее несущей способности; последнее

обстоятельство дает возможность рационально разместить материал

Указанный метод целесообразно использовать для расчета предварительно напряженных балок, армированных высокопрочной проволокой (метод предельного равновесия для расчета таких балок неприменим), а также балок из бетонов с пониженными пластическими свойствами (высокопрочных и легких).

Недостаток метода — его повышенная трудоемкость (расчет приходится производить для каждого сочетания нагрузок в отдельности — принцип наложения здесь неприменим).

Плиты

В практике проектирования железобетонных конструкций в основном встречаются плиты полностью или частично опертые по контуру, со свободным опиранием или с защемлением на опорах (в частном случае плиты могут быть защемлены только по одной кромке; такие плиты называют консольными). Реже встречаются плиты, опертые в точках (углах).

По расчетной схеме плиты подразделяют на балочные (разрезные, неразрезные, консольные) и работающие в двух направлениях. Последние могут также быть однопролетными (с шарнирным или нешарнирным опиранием по кромкам) или многопролетными неразрезными.

Балочными плиты считают в том случае, если усилия, действующие в одном из направлений, пренебрежимо малы по сравнению с усилиями, действующими в другом направлении. К балочным относят: прямоугольные равномерно нагруженные плоские плиты, опертые по двум противоположным сторонам; такие же плиты, опертые по контуру либо защемленные по трем сторонам при соотношении сторон (пролетов), бо́льшем определенной граничной величины.

Работающими в двух направлениях считают плиты: прямоугольные при неравномерной нагрузке; прямоугольные равномерно нагруженные опертые по контуру (защемленные по трем сторонам) при соотношении сторон, меньшем или равном граничному; непрямоугольные в плане (круглые, кольцевые и др.); опертые в точках (например, плиты безбалочных перекрытий).

Граничные величины соотношения пролетов в нормативных документах ограничивают цифрами 2 или 3. Поскольку они существенно зависят от характера опирания кромок, для их определения рекомендуется пользоваться данными, приведенными в табл. 6.25 (при соотношениях сторон, выходящих за рамки табличных, плиту следует рассматривать как балочную).

По способу изготовления различают плиты сборные и монолитные. Они могут быть элементами покрытий, перекрытий, плитных фундаментов или других конструкций и выполняются гладкими или вместе с балками (ребрами) соответствующих конструкций (рис. 6.80).

Конструирование плит

Толщину монолитных плит следует принимать, мм, не менее:

Для покрытий	40
Для междуэтажных перекрытий жилых и общественных зданий	50
Для междуэтажных перекрытий производственных зданий	60
Под проездами	80
Для плит из легкого бетона классов $B7{,}5$ и ниже во всех случаях	70

Минимальную толщину сборных плит назначают с учетом требований расположения арматуры по толщине плиты и обеспечения надлежащих защитных слоев бетона. Толщину плит сборных настилов обычно принимают не менее 25...30 мм.

Минимальная толщина плит в зависимости от величины пролета ориентировочно может быть установлена по табл. 6.21.

Толщины монолитных плит h, мм, рекомендуется принимать 40, 50, 60, 70, 80, 100, 120, 140, 160, 180, 200, 250, 300, далее кратно 100.

Толщину бетонного защитного слоя для рабочей арматуры плит, находящихся в обычных условиях эксплуатации, следует назначать по табл. 5.19.

Концы продольных рабочих стержней, не привариваемых к анкерующим деталям, долж-

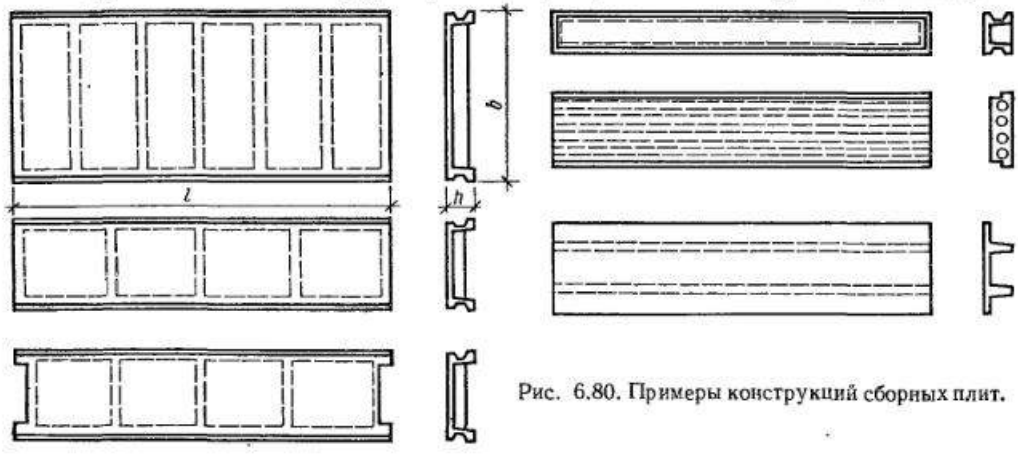


Рис. 6.80. Примеры конструкций сборных плит.

ны отстоять от торца на расстоянии не менее указанного в гл. 5 (см. «Расположение арматуры»).

Плиты, как правило, армируют сварными сетками. Вязаную арматуру применяют для сравнительно небольших монолитных участков сборных перекрытий и монолитных плит сложной конфигурации в плане или с большим количеством неупорядоченных отверстий, а также в случаях, когда стандартные сварные сетки не могут быть использованы по условиям эксплуатации (см. табл. 1.23).

Диаметр рабочих стержней сварной арматуры рекомендуется принимать не менее 3 мм, а вязаной — не менее 6 мм.

При толщине плиты $h < 150$ мм расстояния между осями стержней рабочей арматуры в средней части пролета плиты (внизу) и над опорой (вверху многопролетных плит) должны быть не более 200 мм, при $h \geqslant 150$ мм — не более $1{,}5h$.

Расстояния между рабочими стержнями, доводимыми до опоры плиты, не должны превышать 400 мм, причем площадь сечения этих стержней на 1 м ширины плиты должна составлять не менее $^1/_3$ площади сечения стержней в пролете, определенной расчетом по наибольшему изгибающему моменту.

Площадь сечения рабочей арматуры плит должна быть не менее указанной в табл. 6.22. Диаметр и шаг стержней этой арматуры можно подбирать по этой же таблице.

В предварительно напряженных многопустотных (с круглыми пустотами) плитах, изготовляемых из тяжелого бетона, высотой 300 мм и менее, расстояния между стержнями напрягаемой арматуры, заводимыми за грань опоры, допускается увеличивать до 600 мм, если для сечений, нормальных к продольной оси плиты, момент трещинообразования M_{crc}, определяемый по формуле (4.4), составляет не менее 80 % величины момента от внешней нагрузки, принимаемой с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$.

При армировании плит, работающих в двух направлениях, соотношение $\Delta A_{s1}/\Delta A_{s2}$ между площадями сечения нижних арматур, укладываемых на 1 м ширины плиты (ΔA_{s1} — площадь стержней, параллельных короткой стороне), рекомендуется принимать по табл. 6.23 в зависимости от отношений пролетов плиты l_2/l_1.

Таблица 6.21. **Минимальная толщина плит**

Типы плит и характер опирания	Вид бетона	
	тяжелый	легкий
Балочные:		
при свободном опирании	$(1/35)l_1$	$(1/30)l_1$
при упругой заделке	$(1/45)l_1$	$(1/35)l_1$
Работающие в двух направлениях:		
опертые по контуру при свободном опирании	$(1/45)l_1$	$(1/38)l_1$
то же, при упругой заделке	$(1/50)l_1$	$(1/42)l_1$
кессонные часторебристых перекрытий при свободном опирании	$(1/30)l_1$	$(1/25)l_1$
то же, при упругой заделке по контуру	$(1/35)l_1$	$(1/30)l_1$
плиты безбалочных перекрытий с надкапительными плитами	$(1/40)l_2$	$(1/30)l_2$
то же, без надкапительных плит	$(1/35)l_2$	$(1/27)l_2$

Примечание. Толщину неразрезных или однопролетных плит, монолитно связанных с железобетонными балками, принимают как при упругой заделке, а толщину плит, опертых на стены, — как при свободном опирании.

Рекомендуемое соотношение между площадями сечения опорной и пролетной арматур — 1...2,5, причем для средних пролетов эти соотношения целесообразно назначать близкими к последнему значению.

Площадь сечения распределительной арматуры в балочных плитах должна составлять не менее 10 % площади сечения рабочей арматуры в месте наибольшего изгибающего момента. Диаметр и шаг стержней этой арматуры в зависимости от диаметра и шага стержней рабочей арматуры можно принимать по табл. 6.24.

При армировании сварными сетками сплошных балочных плит толщиной 120 мм и более при содержании растянутой рабочей арматуры до 1,5 % расстояние между стержнями распределительной арматуры допускается увеличивать до 600 мм.

Таблица 6.22. **Площадь поперечного сечения арматуры на 1 м ширины плиты, см²**

Шаг стержней, мм	Диаметр стержней, мм												
	3	4	5	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25
100	0,71	1,26	1,96	2,83	5,03	7,85	11,31	15,39	20,11	25,45	31,42	38,01	49,09
125	0,57	1,01	1,57	2,26	4,02	6,28	9,05	12,31	16,08	20,36	25,13	30,41	39,27
150	0,47	0,84	1,31	1,84	3,35	5,23	7,54	10,26	13,4	16,96	20,94	25,33	32,72
200	0,35	0,63	0,98	1,41	2,51	3,93	5,65	7,69	10,05	12,72	19,71	19,00	24,54
250	0,28	0,50	0,79	1,13	2,01	3,14	4,52	6,16	8,04	10,18	12,56	15,20	19,64
300	0,23	0,42	0,65	0,94	1,68	2,61	3,77	5,13	6,70	8,48	10,47	12,66	16,36
350	0,20	0,36	0,56	0,81	1,44	2,24	3,23	4,44	5,74	7,27	8,97	10,86	14,00
400	0,18	0,32	0,49	0,71	1,25	1,96	2,82	3,50	5,02	6,36	7,86	9,50	12,49

Таблица 6.23. **Отношение площадей сечений нижних арматур для плит, работающих в двух направлениях**

l_2/l_1	1	1,1	1,2	1,3	1,4
$\Delta A_{s1}/\Delta A_{s2}$	1...0,8	0,9...0,7	0,8...0,6	0,7...0,5	0,6...0,4

l_2/l_1	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2
$\Delta A_{s1}/\Delta A_{s2}$	0,65...0,35	0,5...0,3	0,45...0,25	0,4...0,2	0,35...0,2	0,2...0,15

Таблица 6.24. **Диаметр и шаг стержней распределительной арматуры балочных плит, мм**

Диаметр стержней рабочей арматуры, мм	Шаг стержней рабочей арматуры, мм					
	100	125	150	200	250	300
3...4	3/400	3/400	3/400	3/400	3/400	3/400
5	3/350	3/350	3/350	3/350	3/400	3/400
6	4/350	4/350	3/350	3/350	3/400	3/400
8	5/350	5/350	4/350	4/350	3/350	3/400
10	6/350	6/350	5/350	5/350	5/350	5/350
12	6/250	6/300	6/350	6/350	6/350	6/350
14	8/300	8/350	8/350	6/300	6/350	6/350
16	8/250	8/300	8/350	8/350	8/350	8/350
18	10/300	10/350	10/350	8/350	8/350	8/350
20	10/200	10/250	10/300	10/350	10/350	10/350
22	12/250	12/300	10/300	10/350	10/350	10/350
25	14/300	10/200	8/150	8/200	8/250	8/300

Примечание. Над чертой указан диаметр стержней распределительной арматуры, под чертой — их шаг.

Балочные монолитные плиты, армированные сварными сетками, конструируют в соответствии с рис. 6.81, 6.82.

Пролетную арматуру плит шириной до 3 м и длиной до 6 м конструируют в виде плоской цельной сварной сетки, поперечные стержни которой — рабочая арматура плиты (рис. 6.81, *а*).

При диаметре рабочей арматуры более 10 мм плиты можно армировать плоскими узкими сварными унифицированными сетками. Их длина должна соответствовать ширине плиты, которая в этом случае может быть и более 3 м. Продольные стержни сеток выполняют роль рабочей арматуры, поперечные — распределительной, стыкуемой в плите внахлестку без сварки. Надопорную арматуру неразрезных плит конструируют в соответствии с рис. 6.81, *в* в виде двух с подвижкой сеток (рис. 6.82, *в*) или одной (рис. 6.82, *г*) сетки с поперечными рабочими стержнями, укладываемых вдоль опор. Надопорные сетки могут быть рулонными.

Многопролетные балочные монолитные плиты толщиной до 100 мм с рабочей арматурой средних пролетов и опор диаметром до 7 мм рекомендуется армировать сварными рулонными

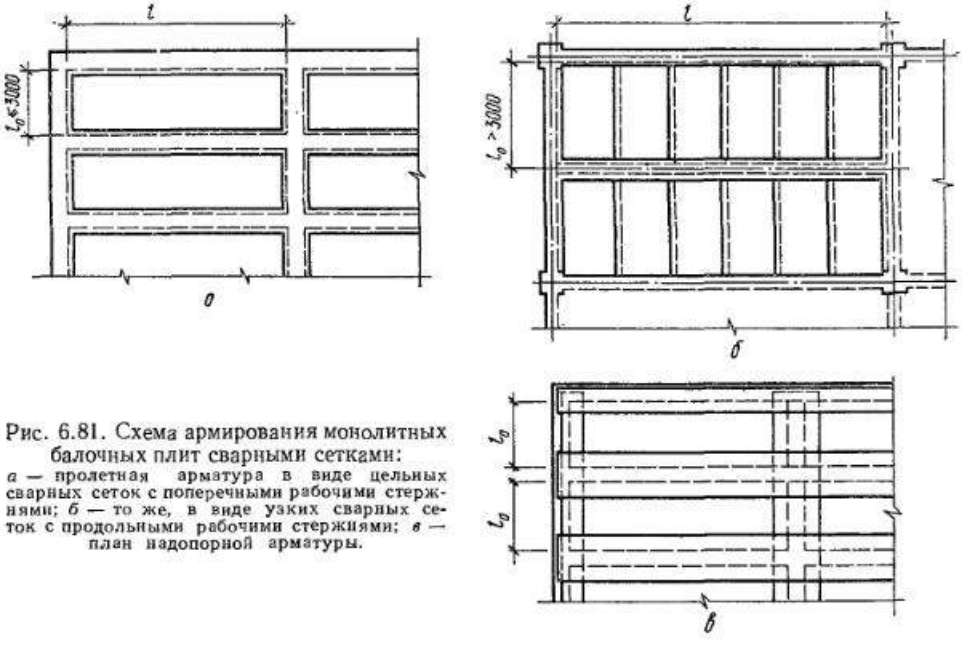


Рис. 6.81. Схема армирования монолитных балочных плит сварными сетками:
а — пролетная арматура в виде цельных сварных сеток с поперечными рабочими стержнями; *б* — то же, в виде узких сварных сеток с продольными рабочими стержнями; *в* — план надопорной арматуры.

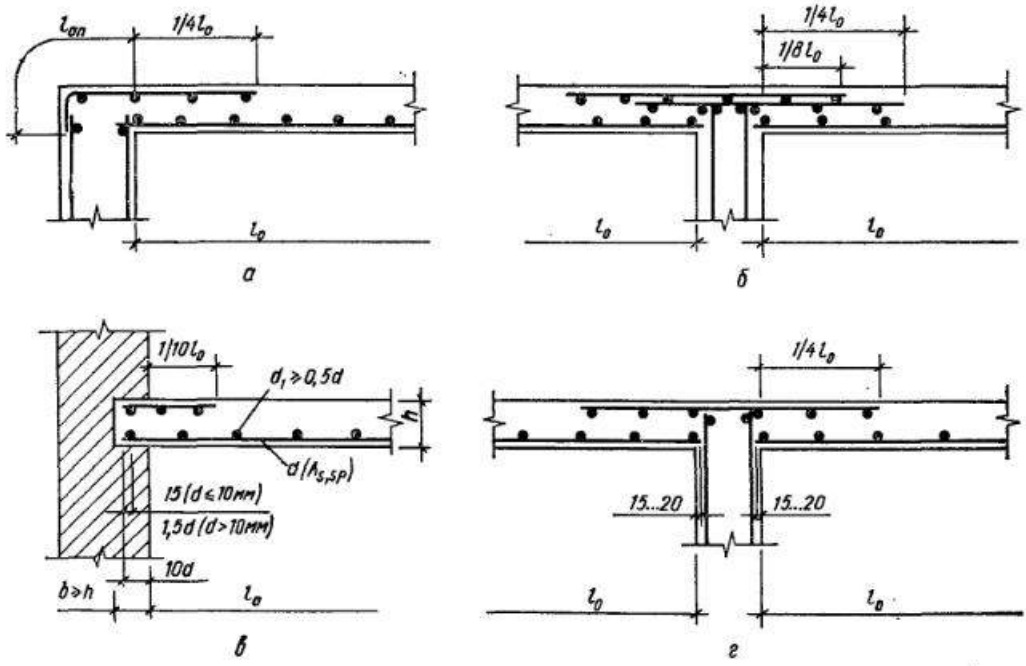


Рис. 6.82. Армирование опор плит сварными сетками (разрезы в рабочем направлении):
а, в — крайние опоры плиты, соответственно монолитно связанной с железобетонной балкой и в кирпичной стене; *б, г* — средние опоры плиты, монолитно связанной с железобетонной балкой, с надопорной арматурой из двух раздвинутых сеток и из одной сетки.

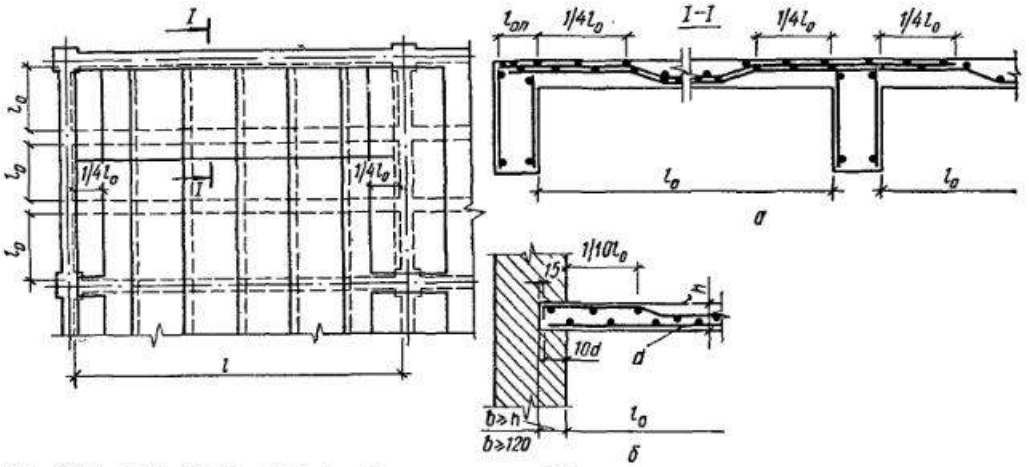


Рис. 6.83. Непрерывное армирование монолитных неразрезных плит сварными рулонными сетками:
а — план и разрезы плиты, опертой на железобетонные балки; *б* — деталь опирания плиты на кирпичную стену.

типовыми сетками с продольной рабочей арматурой в соответствии с рис. 6.83. Рулоны при этом раскатывают поперек второстепенных балок, а поперечные стержни сеток, являющиеся распределительной арматурой плиты, стыкуют внахлестку без сварки. В крайних пролетах и на первых промежуточных опорах, где обычно требуется дополнительная арматура, на основную сетку укладывают дополнительную (см. рис. 6.83), которая заводится за грань первой промежуточной опоры во второй пролет на $^1/_4$ пролета плиты. Вместо дополнительной сетки можно укладывать отдельные стержни, привязывая их к основной сетке.

Плиты, работающие в двух направлениях, рекомендуется армировать сварными сетками. При этом плиты, имеющие размеры не более 6 × 3 м, можно армировать в пролете одной цельной сварной сеткой с рабочей арматурой в обоих направлениях. При большом количестве одинаковых плит с меньшим пролетом, равным 2,5...3 м, количество стержней на крайних полосах плиты (по сравнению со средними) можно уменьшать; плиту армируют одной цельной плоской сварной сеткой с количеством арматуры, которое требуется на крайней полосе, а на среднем участке укладывают дополнительную сетку (рис. 6.84). Ширину крайней полосы l_e определяют расчетом.

При нецелесообразности армирования плиты цельными сварными сетками арматуру можно конструировать из узких сварных унифицированных сеток с продольной рабочей арматурой; сетки укладывают в пролете в два слоя во взаимно перпендикулярных направлениях (рис. 6.85). При этом сетки с более короткими рабочими стержнями укладывают в нижний слой. Монтажные стержни сеток каждого слоя кладут впритык и не стыкуют, причем в сетках нижнего слоя они должны быть снизу, в защитном слое рабочей арматуры, а в сетках верхнего слоя — сверху.

Надопорную арматуру работающих в двух направлениях неразрезных многопролетных плит (рис. 6.85, *б*) с плоскими сетками в пролетах конструируют так же, как надопорную арматуру балочных плит (см. рис. 6.82).

Работающие в двух направлениях многопролетные неразрезные плиты с рабочей арматурой диаметром до 7 мм можно армировать типовыми рулонными сетками с продольными ра-

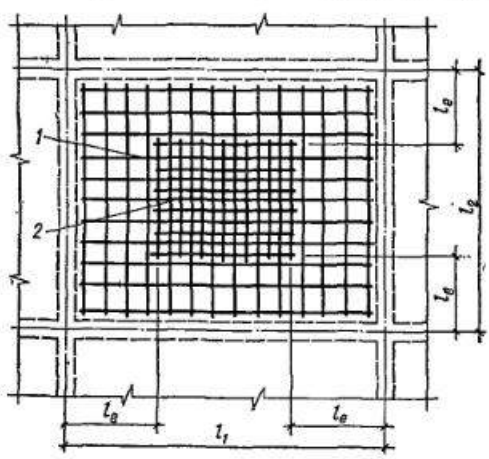


Рис. 6.84. Схема армирования пролета плиты, опертой по контуру, основной (*1*) и дополнительной (*2*) цельными сварными сетками.

бочими стержнями (рис. 6.86). Для этого плиту разбивают в каждом направлении на три полосы: две крайние по $^1/_4$ меньшего пролета и среднюю. Рулоны в пролетах укладывают в два слоя, раскатываемых во взаимно перпендикулярных направлениях только по средним полосам плит (рис. 6.86, *а*). Надопорную арматуру углов плиты в этом случае можно конструировать в виде квадратных плоских сеток с рабочими стержнями в обоих направлениях. Эти сетки укладывают на пересечении ребер плит,

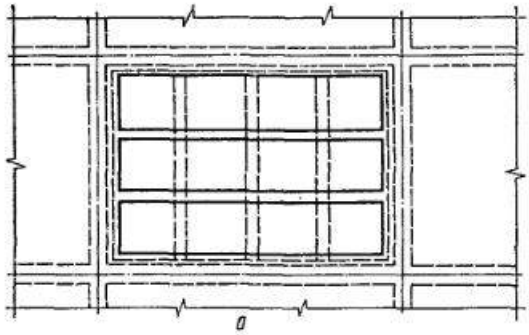


Рис. 6.85. Схема армирования плиты, опертой по контуру, узкими сварными пролетными (*а*) и надопорными (*б*) сетками.

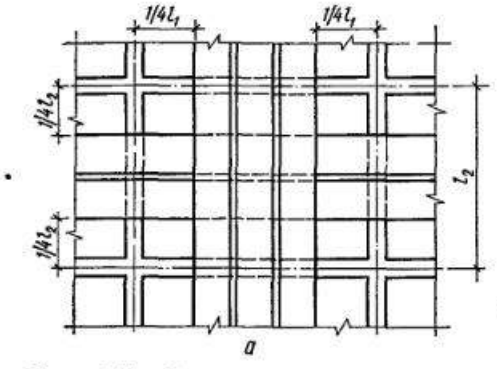
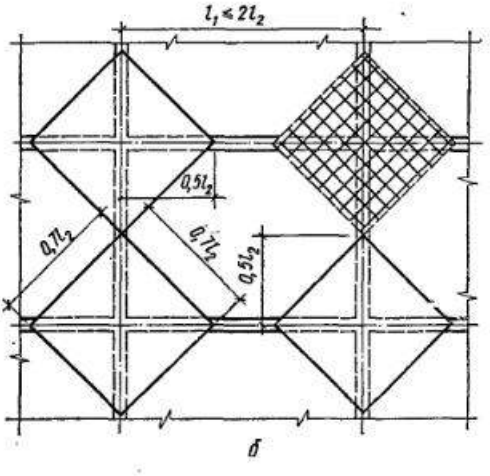


Рис. 6.86. Схема армирования плиты, опертой по контуру, сварными рулонными сетками:

а — пролетная и средняя надопорная арматура; *б* — надопорная арматура углов плиты.



причем стержни могут быть параллельными ребрам или укладываться под углом 45° к ним (рис. 6.86, *б*).

Вязаную арматуру монолитных плит толщиной 120 мм и меньше проектируют в соответствии с рис. 6.87 с доведением всех пролетных нижних стержней до опор. Над опорами устанавливают свою арматуру (так называемое раздельное армирование). Нижние пролетные рабочие стержни неразрезных плит рекомендуется конструировать сквозными, пропуская их через несколькс опор; в крайних пролетах, если это требуется по расчету, устанавливают дополнительные стержни.

Надопорную арматуру в нерабочем направлении предусматривают конструктивно в количестве не менее $^1/_3$ сечения рабочей арматуры в пролете.

В плитах больших толщин часть пролетных стержней в целях экономии арматурной стали рекомендуется переводить на опоры (так называемое непрерывное армирование). В плитах толщиной до 150 мм стержни отгибают под углом 30°, в плитах толщиной 160 мм и более — под углом 45° Отгибы конструируют в соответствии с рис. 6.88.

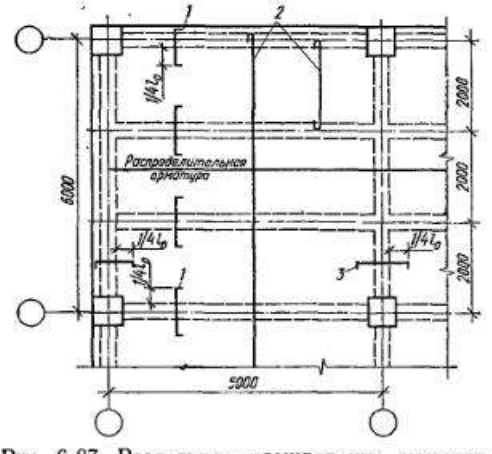


Рис. 6.87. Раздельное армирование монолитных балочных плит отдельными стержнями (вязаной арматурой):

1 — надопорная арматура в рабочем направлении; *2* — пролетная арматура в рабочем направлении; *3* — надопорная арматура в нерабочем направлении.

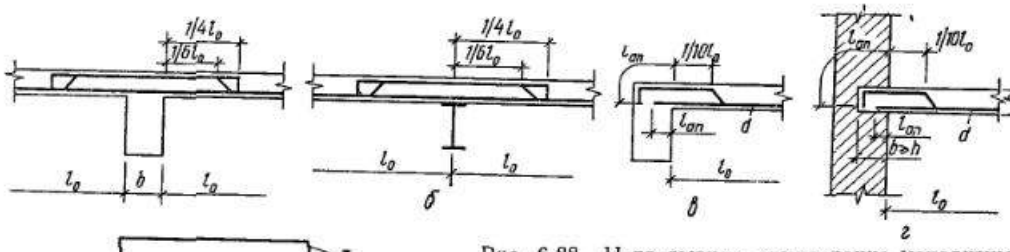


Рис. 6.88. Непрерывное армирование монолитных плит отдельными стержнями (вязаной арматурой):

а — средняя опора многопролетной плиты — железобетонная балка; *б* — то же, стальная балка; *в* — крайняя опора — железобетонная балка; *г* — то же, кирпичная стенка; *1* — отгибы; *2* — дополнительная надопорная арматура (ставится, если недостаточно отогнутых стержней); *3* — пролетная арматура.

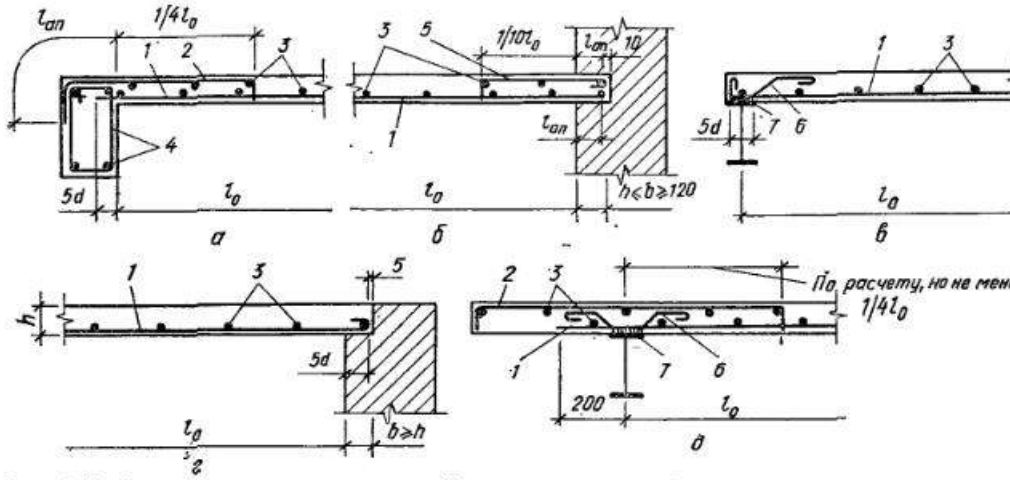


Рис. 6.89. Раздельное армирование крайних опор монолитной плиты отдельными стержнями в рабочем направлении:

а — монолитно связанной с железобетонной балкой; *б* — защемленной в кирпичной стене; *в* — свободно лежащей на стальной балке; *г* — то же, на кирпичной стене; *д* — консольно опирающейся на стальную балку; *1* — пролетная рабочая арматура $A_{s,sp}$ диаметром d; *2* — опорная арматура (по расчету, но не менее 0,5 $A_{s,sp}$); *3* — распределительная арматура; *4* — арматура железобетонной балки; *5* — опорная арматура не менее (1/3) $A_{s,sp}$ и не менее 5Ø 6AI на 1 м; *6* — стержень Ø6 мм, устанавливаемый с шагом 1000 мм и обеспечивающий совместную работу плиты со стальной балкой (по расчету, обычно не требуется); *7* — сварка.

Армирование опор монолитных плит отдельными стержнями при разных опорных условиях показано на рис. 6.89, 6.90 и 6.91.

Вязаную арматуру плит, работающих в двух направлениях, конструируют так же, как и в балочных плитах. При этом плиту, с целью экономии арматурной стали, можно разбивать в каждом направлении на три полосы: две крайние шириной по 1/4 меньшего пролета и среднюю. В крайних полосах площадь сечения арматуры, против параллельной им третьей полосы, может быть уменьшена вдвое, но при этом на 1 м ширины плиты должно приходиться не менее трех стержней. Стержни в направлении короткой стороны укладывают внизу. Надопорную рабочую арматуру устанавливают по всей длине каждой стороны плиты равномерно.

На крайних опорах плит, монолитно связанных с железобетонными прогонами, надопорную расчетную арматуру заделывают в прогон на глубину l_{an}, определяемую по формуле (5.16).

На крайних свободных опорах плит пролетную арматуру, если не соблюдается условие (3.276), заводят за грань опоры не менее чем на $5d$ от внутренней грани опоры с приваркой (при сварной арматуре из гладких стержней) к каждому продольному стержню на длине заделки хотя бы одного поперечного (анкерующего) стержня — см. рис. 5.32.

Консольные плиты при вылете консоли до одного метра принимают постоянной толщины. При вылете более 1 м толщина сечения плиты в месте заделки определяется расчетом, а на свободном конце должна быть не менее 50 мм.

Глубина заделки консольной плиты в стену определяется расчетом и при временной нагрузке до 4 кПа при вылете консоли до 600 мм должна быть не менее 250 мм, а при вылете 600...1000 мм — не менее 380 мм. При вылете

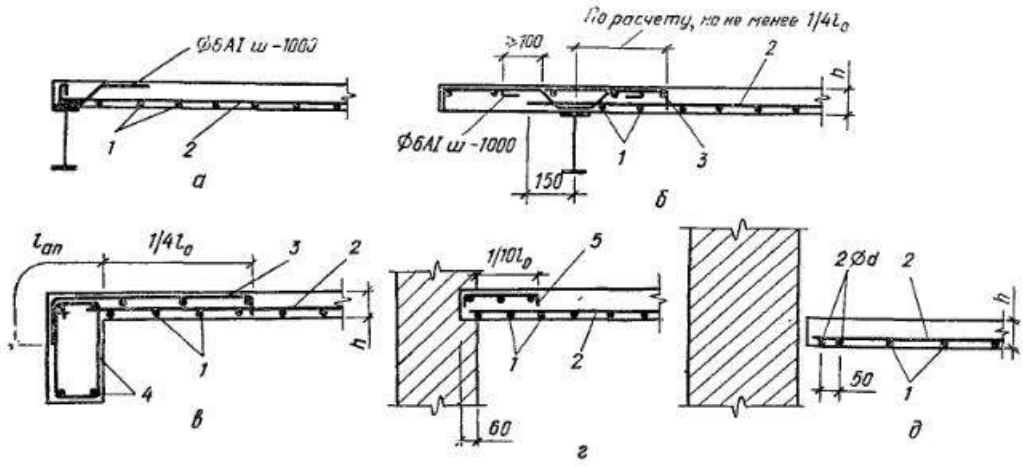


Рис. 6.90. Раздельное армирование крайних опор монолитной плиты отдельными стержнями в нерабочем направлении:

а — свободно лежащей на стальной балке; *б* — консольно опирающейся на стальную балку; *в* — монолитно связанной с железобетонной балкой; *г* — защемленной в кирпичной стене; *д* — примыкающей к стене без опирания; *1* — пролетная рабочая арматура $A_{s,sp}$ диаметром *d*; *2* — распределительная арматура; *3* — опорная арматура по расчету, но не менее $(^1/_3)$ $A_{s,sp}$; *4* — арматура железобетонных балок; *5* — опорная арматура.

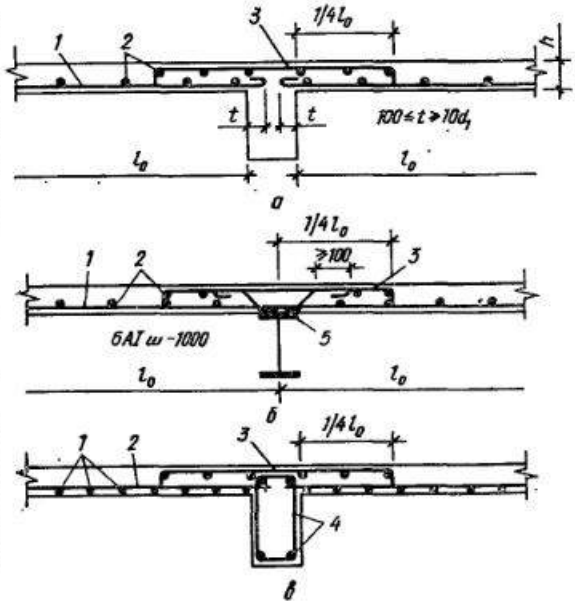


Рис. 6.91. Армирование средних опор монолитной плиты отдельными стержнями:

а — монолитно связанной с железобетонной балкой в рабочем направлении; *б* — свободно лежащей на стальной балке в рабочем направлении; *в* — монолитно связанной с железобетонной балкой в нерабочем направлении; *1* — пролетная рабочая арматура $A_{s,sp}$ диаметром *d*; *2* — распределительная арматура; *3* — опорная арматура по расчету, но не менее $(^1/_3)$ $A_{s,sp}$; *4* — арматура железобетонной балки; *5* — сварка.

консоли более 1000 мм и при больших нагрузках необходимо предусматривать специальные мероприятия по анкеровке консоли в стене.

Консольные плиты армируют, как правило, только верхней арматурой. Консоли, представляющие собой часть одно- или многопролетной плиты, армируют вместе с плитой и той же арматурой — сетками или отдельными стержнями.

При армировании консольных плит, имеющих вылет более 1000 мм, допускается половину рабочих стержней обрывать на половине вылета консоли.

Толстые монолитные плиты (например, фундаментные) рекомендуется армировать каркасами (см. рис. 5.17), устанавливаемыми с разрывом, равным ширине каркаса, а в зазор помещать горизонтальные сварные сетки.

В многопустотных сборных плитах высотой более 300 мм должна устанавливаться вертикальная поперечная арматура. При $h \leqslant 300$ мм поперечную арматуру допускается не устанавливать, но при этом должно выполняться условие (3.276).

Дополнительные указания по армированию плит

Армирование в местах отверстий. Отверстия значительных размеров в железобетонных плитах (панелях и т. п.) должны окаймляться дополнительной арматурой сечением не менее сечения рабочей арматуры (того же направления), которая требуется по расчету плиты как сплошной (рис. 6.92, *а*).

Отверстия размером до 300 мм специальными стержнями не окаймляют. Вязаную рабочую и распределительную арматуру плиты вокруг таких отверстий сгущают — ставят два стержня с промежутком 50 мм (рис. 6.92, *б*). При арми-

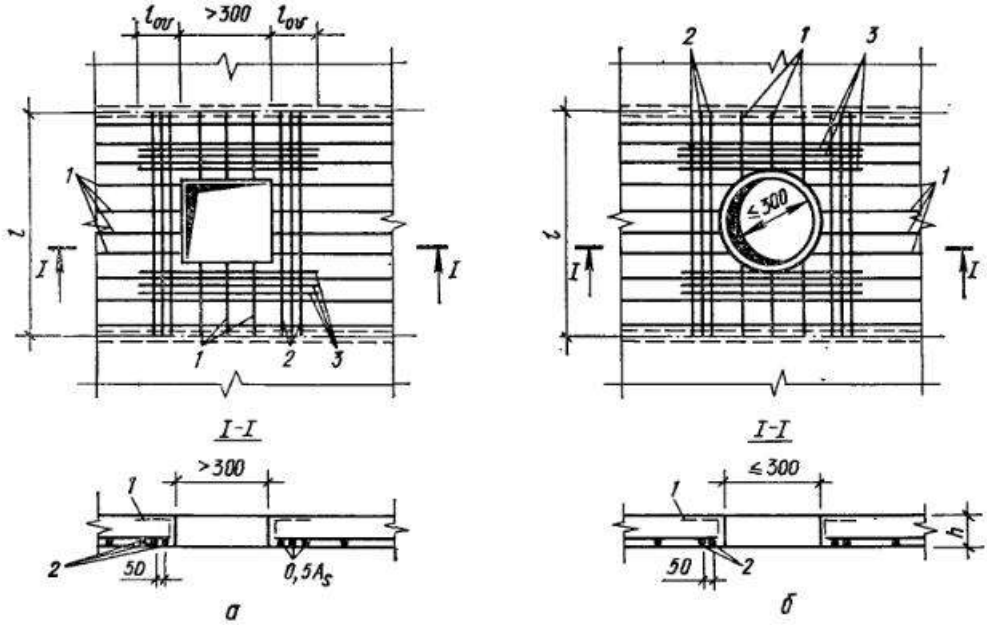


Рис. 6.92. Армирование плит в местах отверстий:

а — отверстие размером более 300 мм; *б* — отверстие размером до 300 мм; *1* — стержни арматуры плиты (A_s); *2* — окаймляющие стержни, образованные сгущением арматуры плиты; *3* — стержни специальной окаймляющей отверстие арматуры.

ровании плиты сварными сетками отверстие в арматуре рекомендуется вырезать по месту

Отверстия (проемы), если это требуется по расчету, обрамляют ребрами, размеры и армирование которых зависят от размеров отверстия, его формы, назначения и расположения в плане относительно балок перекрытия.

В арматурных чертежах специальные стержни, как правило, не дают, но на чертеже делают примечание: в пределах отверстия стержни разрезаются по месту и отгибаются в тело плиты.

При армировании перекрытия сварными сетками отверстия размером до 500 мм при раскладке сеток не учитывают, но на чертеже дают примечание: отверстие вырезается по месту

При бо́льших размерах отверстия сетки раскладывают с учетом отверстий, однако в районе отверстия плиты рекомендуется армировать отдельными стержиями, не нарушая унификации сеток.

Дополнительная арматура, окаймляющая отверстия, должна быть заведена за края отверстия на длину не менее величины нахлестки l_{ov}, определяемой по формуле (5.15).

Армирование в зоне продавливания. Поперечная арматура, устанавливаемая в плитах в зоне продавливания, должна иметь по концам анкеровку, выполняемую приваркой или охватом продольной арматуры. Расстояние между поперечными стержиями принимают не более $^1/_3h$, где h — толщина плиты, и не более 200 мм.

Ширина зоны постановки поперечной арматуры должна быть не менее $1,5h$.

Расчет плит

Сведения о характере распределения усилий в железобетонной плите можно получить в результате расчета ее как тонкой упругой пластинки.

Для решения задачи используют основное дифференциальное уравнение изогнутой поверхности пластинки

$$D\left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4}+2\frac{\partial^4 w}{\partial x^2\partial y^2}+\frac{\partial^4 w}{\partial y^4}\right)=p(x,\ y) \qquad (6.114)$$

и уравнения, связывающие усилия в точках плиты с перемещениями,

$$M_x=-D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}+\nu\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right); \qquad (6.115)$$

$$M_y=-D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2}+\nu\frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right); \qquad (6.116)$$

$$M_{xy}=-D(1-\nu)\frac{\partial^2 w}{\partial x\partial y}. \qquad (6.117)$$

Здесь D — цилиндрическая жесткость плиты, определяемая по формуле

$$D=\frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)} \qquad (6.118)$$

$w=w(x,\ y)$ — прогиб плиты в точке с координатами x, y; $p(x,\ y)$ — значение интенсивности распределенной нагрузки, действующей на плиту, в той же точке; M_x, M_y, M_{xy} — изгибаю-

Таблица 6.25. **Коэффициенты для определения усилий и прогибов плит, загруженных равномерно распределенной нагрузкой (см. рис. 6.93, б)**

l_1/l_2	Схема 1							Схема 2		
	$\bar{\alpha}_5$	$\bar{\alpha}_1$	$\bar{\alpha}_4$	$\bar{\beta}_5$	$\bar{\gamma}_5$	$\bar{\beta}_7$	$\bar{\gamma}_4$	α_5	β_5	γ_5
0,5	0,0144	0,0018	0,0140	0,0396	0,1248	0,0651	0,1293	0,01013	0,100	0,0367
0,6	0,0157	0,0032	0,0145	0,0511	0,1260	0,0806	0,1337	0,00865	0,0868	0,0407
0,7	0,0171	0,0052	0,0151	0,0658	0,1272	0,0973	0,1387	0,00726	0,0740	0,0445
0,8	0,0197	0,0082	0,0159	0,0839	0,1282	0,1159	0,1451	0,00603	0,0628	0,0446
0,9	0,0233	0,0122	0,0167	0,1044	0,1284	0,1366	0,1522	0,00498	0,0528	0,0450
1,0	0,0282	0,0175	0,0175	0,1266	0,1266	0,1395	0,1595	0,00405	0,0441	0,0441

l_1/l_2	Схема 3					Схема 4				
	α_6	β_6	γ_6	$-\beta_4$	$-\gamma_3$	α_6	β_6	γ_6	$-\beta_4$	$-\gamma_3$
0,5	0,00251	0,0406	0,0117	0,0818	0,0559	0,00468	0,0573	0,0184	0,1184	0,0784
0,6	0,00234	0,0382	0,0149	0,0782	0,0562	0,00418	0,0521	0,0226	0,1091	0,0776
0,7	0,00208	0,0344	0,0209	0,0723	0,0561	0,00360	0,0460	0,0259	0,0996	0,0766
0,8	0,00182	0,030	0,0198	0,0652	0,0551	0,00308	0,0397	0,0274	0,0875	0,0747
0,9	0,00154	0,0255	0,0209	0,0580	0,0532	0,00257	0,0337	0,0284	0,0773	0,0711
1,0	0,00128	0,0211	0,0211	0,0506	0,0506	0,00210	0,0281	0,0281	0,0674	0,0674

l_1/l_2	Схема 5					Схема 6				
	α_6	β_6	γ_6	$-\beta_4$	$-\gamma_3$	α_6	β_6	γ_6	$-\beta_4$	$-\gamma_3$
0,5	0,00254	0,0412	0,0109	0,0835	0,0559	0,00450	0,0554	0,0205	0,1126	0,0780
0,6	0,00242	0,0393	0,0136	0,0811	0,0562	0,00384	0,0482	0,0243	0,1018	0,0770
0,7	0,00224	0,0368	0,0161	0,0771	0,0565	0,00317	0,0408	0,0270	0,0887	0,0745
0,8	0,00205	0,0336	0,0187	0,0717	0,0564	0,00258	0,0334	0,0283	0,0758	0,0704
0,9	0,00183	0,0297	0,0204	0,0660	0,0554	0,00204	0,0269	0,0274	0,0644	0,0654
1,0	0,00157	0,0261	0,0212	0,0597	0,0545	0,00157	0,0212	0,0262	0,0545	0,0597

l_1/l_2	Схема 7					Схема 8				
	α_6	β_6	γ_6	$-\beta_4$	—	α_6	β_6	γ_6	$-\gamma_3$	—
0,5	0,00262	0,0416	0,0097	0,0847	—	0,00844	0,0846	0,0393	0,1213	—
0,6	0,00253	0,0409	0,0122	0,0838	—	0,00644	0,0661	0,0412	0,1107	—
0,7	0,00240	0,0394	0,0151	0,0816	—	0,00479	0,0509	0,0408	0,1018	—
0,8	0,00227	0,0370	0,0173	0,0782	—	0,00355	0,0380	0,0382	0,0902	—
0,9	0,00212	0,0345	0,0199	0,0745	—	0,00261	0,0285	0,0350	0,0799	—
1,0	0,00192	0,0317	0,0216	0,0698	—	0,00192	0,0216	0,0317	0,0698	—

l_1/l_2	Схема 9									
	$\bar{\alpha}_5$	$\bar{\alpha}_2$	β_5	$\bar{\gamma}_5$	$-\beta_4$	$-\bar{\gamma}_1$	$\bar{\gamma}_2$	$-\bar{\gamma}_5$	—	—
0,3	0,00026	0,00067	—0,0043	0,0016	0,3833	0,0131	0,0078	0,0333	—	—
0,4	0,00056	0,00129	—0,0004	0,0068	0,2783	0,0242	0,0173	0,0545	—	—
0,5	0,00086	0,00183	0,0039	0,0121	0,2004	0,0335	0,0268	0,0709	—	—
0,6	0,00114	0,00219	0,0078	0,0178	0,01476	0,0416	0,0333	0,0798	—	—
0,7	0,00138	0,00248	0,0103	0,0220	0,1106	0,0493	0,0384	0,0837	—	—
0,8	0,00158	0,00263	0,0123	0,0252	0,0865	0,0561	0,0413	0,0848	—	—
0,9	0,00176	0,00271	0,0139	0,0274	0,0691	0,0616	0,0426	0,0850	—	—
1,0	0,00193	0,00276	0,0139	0,0292	0,0559	0,0664	0,0435	0,0851	—	—

l_2/l_1	Схема 10									
	α_5	α_1	β_5	γ_5	$-\bar{\gamma}_3$	$-\beta_4$	β_1	$-\beta_5$	—	—
1,0	0,00193	0,00276	0,0292	0,0139	0,0559	0,0664	0,0435	0,0851	—	—
1,2	0,00219	0,00281	0,0332	0,0141	0,0387	0,0734	0,0443	0,0848	—	—
1,5	0,00238	0,00284	0,0373	0,0124	0,0248	0,0793	0,0449	0,0846	—	—
2,0	0,00249	0,00286	0,0435	0,0093	0,0139	0,0830	0,0450	0,0845	—	—

Примечание. Таблица составлена в предположении, что $\nu = 0{,}2$. Такое значение коэффициента Пуассона регламентируют действующие нормы для всех видов бетона.

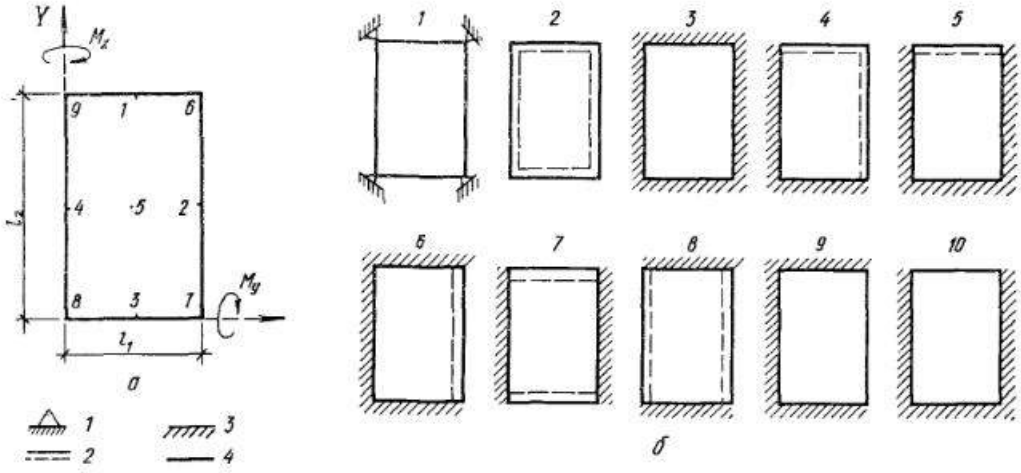


Рис. 6.93. Схема расположения характерных точек плиты (*а*) и схемы опирания кромок плиты (*б*)
1 — свободное опирание по углам; *2* — свободно опертая кромка; *3* — жестко защемленная кромка; *4* — кромка, свободная от усилий.

щие моменты отиосительно осей, параллельных осям Y и X, и крутящий момент, соответственно, действующие в точке; ν — коэффициент Пуассона, E — модуль упругости; h — толщина пластинки.

Вместо уравнения (6.114) в качестве основного уравнения задачи иногда используют уравнение

$$\frac{\partial^2 M_x}{\partial x^2} + 2\,\frac{\partial^2 M_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 M_y}{\partial y^2} = -\,p\,(x,\,y) \qquad (6.119)$$

непосредственно вытекающее из предыдущих.

Замкнутое решение уравнения (6.114) с учетом условий на контуре в некоторых случаях удается получить с помощью специально подобранных функций, удовлетворяющих уравнению и граничным условиям (так называемых функций Эрн), реже — путем непосредственного интегрирования. Но чаще всего это уравнение решают конечно-разностными методами (например, методом сеток). В последнее время широкое распространение при расчете упругих пластинок получил метод конечного элемента. Этот метод реализован в ряде программ для ЭВМ (таких, например, как ЛИРА или СУПЕР).

Для широкого класса плит различной конфигурации, при различных условиях опирания и характере внешней нагрузки, составлены таблицы, существенно облегчающие расчет. Некоторые из этих таблиц приведены ниже, другие — в специальных изданиях (см., например, Д. В. Вайнберг «Справочник по прочности, устойчивости и колебаниям пластин» [5]).

В табл. 6.25 даны значения коэффициентов, позволяющих вычислить усилия и прогибы в характерных точках прямоугольной плиты (рис. 6.93, *а*), загруженной равномерно распределенной нагрузкой, при различных схемах опирания ее кромок (рис. 6.93, *б*). С помощью указанных коэффициентов усилия и перемещения определяют по формулам:

$$w_i = \alpha_i\,\frac{pl_1^4}{D} = \bar{\alpha}_i\,\frac{pl_2^4}{D}; \qquad (6.120)$$

$$M_{xi} = \beta_i p l_1^2 = \bar{\beta}_i p l_2^2; \qquad (6.121)$$

$$M_{yi} = \gamma_i p l_1^2 = \bar{\gamma}_i p l_2^2, \qquad (6.122)$$

где w_i — прогиб в i-й точке плиты; M_{xi}, M_{yi} — изгибающие моменты (на 1 м плиты) в указанной точке; α_i, $\bar{\alpha}_i$, β_i, $\bar{\beta}_i$, γ_i, $\bar{\gamma}_i$ — коэффициенты, определяемые в зависимости от схемы опирания кромок по табл. 6.25.

По формулам (6.120) ... (6.122) можно вычислить усилия и прогиб в прямоугольной плите, свободно опертой по контуру, при загружении ее приложенной в центре сосредоточенной силой. Для этого достаточно принять $pl_1^2 = P$.

Реальные нагрузки прикладывают всегда на определенной, пусть малой, площадке. Если представить эту площадку в виде круга малого

Таблица 6.26. **Коэффициенты для определения усилий и прогибов плит, загруженных сосредоточенной силой в центре**

l_2/l_1	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	∞
α_3	0,0126	0,0135	0,0148	0,157	0,0162	0,0165	0,0169
δ_1	0,1350	0,1150	0,0850	0,057	0,0370	0,0230	0
δ_2	0,5650	0,3500	0,2110	0,125	0,0730	0,0420	0

радиуса c, получим:

$$\beta_5 = \frac{1}{4\pi}\left[(1+\nu)\ln\frac{2l_1}{\pi c} + \nu + \delta_1\right]; \quad (6.123)$$

$$\gamma_5 = \frac{1}{4\pi}\left[(1+\nu)\ln\frac{2l_1}{\pi c} + 1 - \delta_2\right]. \quad (6.124)$$

Значения c следует принимать в зависимости от конкретных условий приложения «сосредоточенной силы». Значения коэффициентов δ_1, δ_2, а также коэффициента α в формуле (6.120) даны в табл. 6.26.

Расчетные зависимости для определения прогибов и внутренних усилий в прямоугольной плите, нагруженной сосредоточенной силой, приложенной в произвольной точке, приводятся в работе С. П. Тимошенко и С. Войновского — Кригера [58].

Все изложенное относится к плитам, работающим в двух направлениях. Балочные же плиты, как это следует из самого названия, рассчитывают как обыкновенные балки, причем из плиты выделяют полосу шириной 1 м, стороны которой параллельны коротким сторонам плиты. Плиту можно рассматривать как балочную только при действии на нее равномерно распределенной нагрузки. В противном случае ее следует рассчитывать как работающую в двух направлениях при любом соотношении сторон.

Как отмечалось, расчет железобетонных конструкций в линейно-упругой постановке в достаточной мере условен и, в ряде случаев, приводит к неоправданному перерасходу материалов. Не составляют в этом плане исключения и плиты.

Расчет железобетонных плит по несущей способности рекомендуется выполнять кинематическим способом метода предельного равновесия (более подробно о методе предельного равновесия см. в настоящей главе, «Рамы. Расчет с учетом пластических деформаций»). Сущность этого способа состоит в следующем:

предполагают, что плита разламывается на плоские звенья, соединенные между собой по линиям излома пластическими шарнирами. Линии излома (положительные, если они расположены на нижней поверхности плиты, и отрицательные — если на верхней) и опорные шарниры (если таковые имеются) образуют схему излома;

задают произвольно малое возможное (виртуальное) при данной схеме излома и схеме загружения плиты перемещение;

составляют уравнение, выражающее равенство работ внешних и внутренних сил на указанном перемещении — уравнение виртуальных работ;

значение внешней нагрузки, удовлетворяющее полученному уравнению, определяет несущую способность плиты.

Схема излома плиты должна соответствовать условиям ее опирания и схеме загружения, а также обеспечивать однократную кинематическую изменяемость системы. Для того чтобы составить мнение о степени кинематической изменяемости, удобно использовать аналогию схемы излома с фермой: степень кинематической изменяемости схемы излома плиты равна степени кинематической изменяемости фермы, составленной из всех (положительных и отрицательных) линий излома и опорных шарниров плиты.

Для каждой плиты можно представить себе бесконечное множество схем излома, отвечающих указанным требованиям. Истинной (с определенной долей идеализации) будет та, при которой несущая способность плиты имеет минимальное значение. Выбор такой схемы достаточно очевиден лишь в простейших случаях. В более сложных случаях приходится рассматривать несколько (а иногда и значительное количество) схем. Здесь следует ориентироваться на использование ЭВМ с применением аппарата линейного программирования.

Направление возможного перемещения однозначно определяется принятой схемой излома. Уравнение виртуальных работ имеет вид:

$$\Sigma P_i y_i + \int_A p y dA = \Sigma M_u \varphi_u \cos\theta_u, \quad (6.125)$$

где P_i — сосредоточенные грузы (с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$); y_i — их возможные перемещения; p — в общем случае зависящая от координат интенсивность расчетной (с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$) распределенной нагрузки; y — перемещения в области действия распределенной нагрузки; A — площадь, на которой действует распределенная нагрузка; M_u — предельный изгибающий момент, воспринимаемый каждым из пластических шарниров; φ_u — взаимный угол поворота звеньев в каждом из пластических шарниров; θ_u — угол между плоскостью, в которой действует момент M_u, и нормалью к линии излома (угол между векторами вращения и момента).

Решение уравнения (6.125) относительно p (соотношение P_i/p в расчете задается) становится возможным, поскольку y_i, y и φ_u выражаются через один параметр.

Если на плиту действует только равномерно распределенная нагрузка, уравнение (6.125) принимает вид

$$pV = \Sigma M_u \varphi_u \cos\theta_u, \quad (6.126)$$

где V — объем, описанный при виртуальном перемещении той части плиты, где действует нагрузка.

Для защемленной по контуру прямоугольной плиты (рис. 6.94):

$$\frac{pl_1^2}{12}(3l_2 - l_1) = 2\overline{M}_1 + 2\overline{M}_2 + \overline{M}_I + \overline{M}'_I + \overline{M}_{II} + \overline{M}'_{II}. \quad (6.127)$$

Здесь l_1 и l_2 — меньший и больший расчетные пролеты плиты:

$$\overline{M}_1 = A_{s1}R_s z_{s1}; \quad \overline{M}_2 = A_{s2}R_s z_{s2};$$

$$\overline{M}_I = A_{sI}R_s z_{sI}; \quad \overline{M}_{II} = A_{sII}R_s z_{sII}; \quad (6.128)$$

$$\overline{M}'_I = A'_{sI}R_s z'_{sI}; \quad \overline{M}'_{II} = A'_{sII}R_s z'_{sII};$$

A_{s1} — общая площадь сечения стержней, пересекающих пролетные пластические шарниры

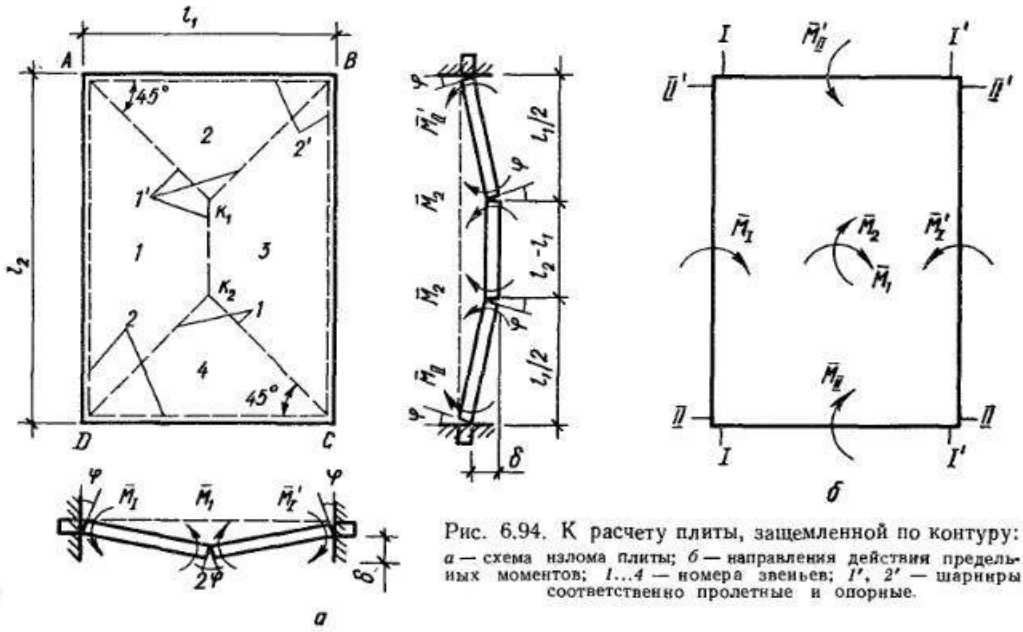


Рис. 6.94. К расчету плиты, защемленной по контуру:
а — схема излома плиты; *б* — направления действия предельных моментов; *1...4* — номера звеньев; *I'*, *2'* — шарниры соответственно пролетные и опорные.

и параллельных короткой стороне плиты; A_{s2} — то же, для стержней, параллельных длинной стороне плиты; A_{sI} общая площадь сечения растянутой арматуры на всю длину пролета l_2 в сечении I—I (рис. 6.94, *б*); A'_{sI} — то же, в сеченнн I'—I'; A_{sII} — общая площадь сечения растянутой арматуры на всю длину пролета l_1 в сечении II—II; A'_{sII} — то же, в сечении II'—II'; z_{sI} — соответствующее значение плеча внутренней пары.

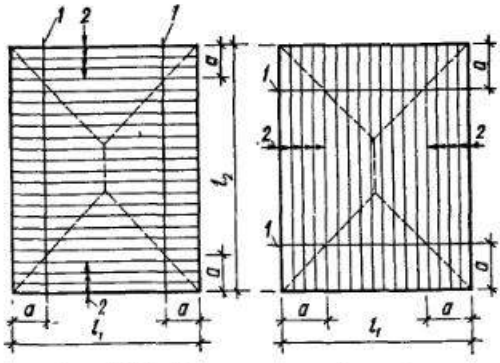


Рис. 6.95. К определению A_{s1} и A_{s2}:
1 — линия обрыва или отгиба стержней; *2* — не учитываемые в расчете стержни.

При определении значений A_{s1} и A_{s2} стержни, отогнутые или оборванные до пересечения с пролетными шарнирами, не учитывают (рис. 6.95). Стержни, оборванные или отогнутые только у одной из опор и пересекающие пролетные шарниры одним из концов, вводят в расчет с половиной площадью.

Расчетные пролеты плиты принимают равными: при монолитной связи плиты с окаймляющими балками или ребрами — пролету в свету; при фиксированном опирании одной из кромок (например, на катковые опоры) — расстоянию от опоры до противоположной грани балки или ребра; при плоском свободном опирании — пролету в свету, увеличенному на половину толщины плиты (если таким образом опираются две противоположные стороны плиты, то пролет в свету следует увеличивать на толщину плиты). Эти указания справедливы и при расчете плиты в линейно-упругой постановке.

Уравнение (6.127) может быть получено из более общего выражения (6.126). В рассматриваемом случае

$$V = \frac{\delta l_1 (3l_2 - l_1)}{6}. \qquad (6.129)$$

Работа внутренних сил, действующих в опорных пластических шарнирах, выразится

$$A_1 = \bar{M}_1 \varphi; \qquad (6.130)$$

$$A_{II} = \bar{M}_{II} \varphi \qquad (6.131)$$

и так далее, причем, как следует из рис. 6.94, *а*,

$$\varphi = \operatorname{tg} \frac{2\delta}{l_1} \approx \frac{2\delta}{l_1}. \qquad (6.132)$$

Работа внутренних сил при взаимном повороте звеньев 1 и 3:

$$A_{13} = 2\bar{M}_1 \varphi \frac{l_2 - l_1}{l_2}. \qquad (6.13$$

Получим теперь выражение для работы внутренних сил при взаимном повороте звеньев 1 и 2, 2 и 3, 1 и 4, 3 и 4. Очевидно, что $A_{12} = A_{23} = A_{34} = A_{14}$.

Взаимный угол поворота звеньев 1 и 2, поскольку линия k_1B перпендикулярна к оси вращения Ak_1, выразится следующим образом:

$$\varphi_{12} \approx \frac{\delta}{0{,}5k_1B} = \frac{2\delta}{l_1}\cos 45^\circ = \varphi \cos 45^\circ. \quad (6.134)$$

Рассмотрим участок сечения, проведенного вдоль оси вращения Ak_1, шириной $b = 1$. Поскольку это сечение проведено под углом 45° к осям стержней, площадь сечения арматуры здесь $\Delta A_{s1} = A_{s1}/l_2 \cos 45^\circ$ и $\Delta A_{s2} = A_{s2}/l_1 \cos 45^\circ$

Тогда в сечении действуют изгибающие моменты

$$M_1 = \frac{R_s A_{s1} z_{s1}}{l_2 \cos 45^\circ} = \frac{\overline{M}_1}{l_2 \cos 45^\circ}; \quad (6.135)$$

$$M_2 = \frac{R_s A_{s2} z_{s2}}{l_1 \cos 45^\circ} = \frac{\overline{M}_2}{l_1 \cos 45^\circ}. \quad (6.136)$$

Сумма проекций этих моментов на вектор вращения

$$M_{12} \cos \theta_{12} = \frac{\overline{M}_1}{l_2} + \frac{\overline{M}_2}{l_1}. \quad (6.137)$$

Учитывая, что длина учитываемого пластического шарнира $l_{12} = l_1/2 \cos 45^\circ$ и принимая во внимание выражение (6.133), получим

$$A_{12} = l_{12} M_{12} \varphi_{12} \cos \theta_{12} = \varphi \frac{l_1}{2}\left(\frac{\overline{M}_1}{l_2} + \frac{\overline{M}_2}{l_1}\right). \quad (6.138)$$

Записав теперь уравнение (6.126) в виде

$$pV = A_1 + A_{11} + A_{13} + 4A_{12} \quad (6.139)$$

и подставив сюда выражения (6.129), (6.130)... (6.133) и (6.138), после элементарных преобразований придем к уравнению (6 127). Оно справедливо не только для плит, защемленных по четырем сторонам, но и при наличии шарнирных опор. В этом случае достаточно положить соответствующий опорный момент ($\overline{M}_1$, $\overline{M}_{11}$, $\overline{M}'_1$ или $\overline{M}'_{11}$) равным нулю

При неизменном по длине пролетов плиты армировании уравнения (6.127) достаточно для ее расчета. Если же арматуру обрывают (отгибают) на расстоянии a_1 от длинной и a_2 от короткой стороны, необходимо дополнительно проверить ее несущую способность при изломе по схеме, показанной на рис. 6.96. Эту проверку производят из условия

$$p\left(l_1 l_2 - l_1 a_2 + \frac{4}{3} a_1 a_2\right) \leqslant \leqslant \frac{2\overline{M}_1 + \overline{M}_1 + \overline{M}'_1}{a_1} + \frac{2\overline{M}_2 + \overline{M}_{11} + \overline{M}'_{11}}{a_2}, \quad (6.140)$$

где $\overline{M}_1 = R_s \overline{A}_{s1} z_{s1}$ и $\overline{M}_2 = R_s \overline{A}_{s2} z_{s2}$; $\overline{A}_{s1}$ и $\overline{A}_{s2}$ — площади доходящей до опор части растянутой арматуры, параллельной соответственно короткой и длинной сторонам плиты.

Пример 6.7. Дано: рассчетная (при $\gamma_f > 1$) нагрузка на среднюю панель («I») монолитного железобетонного перекрытия (рис. 6.97) — $p = 22{,}4$ кПа; панель армирована арматурой с расчетным сопротивлением $R_s = 350$ МПа (сварные сетки); расчетное сопротивление бетона сжатию — $R_b = 8$ МПа.

Требуется определить площадь сечения арматур панели A_{s1} и A_{s2}.

Расчет. Определяем расчетные пролеты плиты Поскольку плита монолитно связана с ребрами, $l_2 = 5 - 0{,}25 = 4{,}75$ м; $l_1 = 4 - 0{,}25 = 3{,}75$ м и отношение сторон плиты $l_2/l_1 = 4{,}75/3{,}75 = 1{,}27$ — плита рассчитывается, как работающая в двух направлениях.

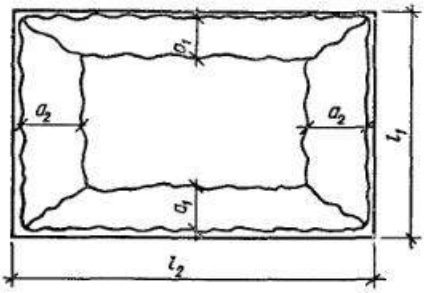


Рис. 6.96. Возможная схема излома плиты при обрыве или отгибе арматуры.

Принимая ориентировочно диаметры стержней обоих направлений равными 8 мм, находим рабочую высоту сечения плиты. В направлении l_1: $h_{01} = 0{,}12 - (0{,}004 + 0{,}015) = 0{,}101$ м; в направлении l_2: $h_{02} = 0{,}12 - (0{,}015 + 0{,}008 + 0{,}004) = 0{,}093$ м.

В соответствии с указаниями, приведенными в настоящей главе (см. «Плиты. Конструирование»), принимаем $\Delta A_{s2}/\Delta A_{s1} = 0{,}65$; $\Delta A_{s1}/\Delta A_{s1} = \Delta A'_{s1}/\Delta A_{s1} = \Delta A_{s11}/\Delta A_{s2} = \Delta A'_{s11}/\Delta A_{s2} = 2$. Поскольку 50 % стержней обрывается на расстоянии $l_1/4$ от опор, площади сечения арматур A_{s1} и A_{s2} определяем из условий:

$$A_{s1} = \Delta A_{s1}(l_2 - 0{,}5 \cdot 2 \cdot l_1/4) =$$

$$= \Delta A_{s1}\left(4{,}75 - 0{,}5 \cdot 2 \frac{3{,}75}{4}\right) = 3{,}81 \Delta A_{s1};$$

$$A_{s2} = \Delta A_{s2}(l_1 - 0{,}5 \cdot 2 l_1/4) =$$

$$= \Delta A_{s2}\left(3{,}75 - 0{,}5 \cdot 2 \frac{3{,}75}{4}\right) = 2{,}81 \Delta A_{s2} =$$

$$= 2{,}81 \cdot 0{,}65 \Delta A_{s1} = 1{,}83 \Delta A_{s1}.$$

Площади сечения остальных арматур:

$$A_{s1} = A'_{s1} = \Delta A_{s1} l_2 = 2\Delta A_{s1} l_2 = 2 \cdot 4{,}75 \Delta A_{s1} =$$

$$= 9{,}5 \Delta A_{s1};$$

$$A_{s11} = A'_{s11} = \Delta A_{s11} l_1 = 2\Delta A_{s2} l_1 =$$

$$= 2 \cdot 0{,}65 \cdot 3{,}75 \Delta A_{s1} = 4{,}87 \Delta A_{s1}.$$

Далее вычисляем моменты внутренних сил. Учтем, что согласно гл. 3 $z = h_0 - 0{,}5R_sA_s/R_bl$. Тогда

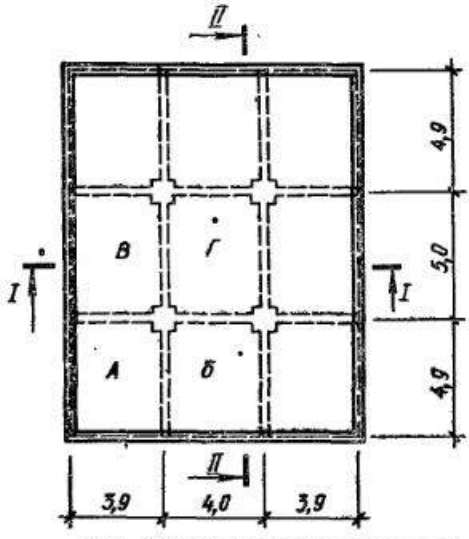
$$\overline{M}_1 = 350 \cdot 3{,}81\Delta A_{s1} \times$$

$$\times \left(0{,}101 - 0{,}5\,\frac{350 \cdot 3{,}81\Delta A_{s1}}{8 \cdot 4{,}75}\right) =$$

$$= (134{,}7\Delta A_{s1} - 23\,380\Delta A_{s1}^2)\ \text{МН} \cdot \text{м};$$

$$\overline{M}_2 = 350 \cdot 1{,}83\Delta A_{s1} \times$$

$$\times \left(0{,}093 - 0{,}5\,\frac{350 \cdot 1{,}83\Delta A_{s1}}{8 \cdot 3{,}75}\right) =$$



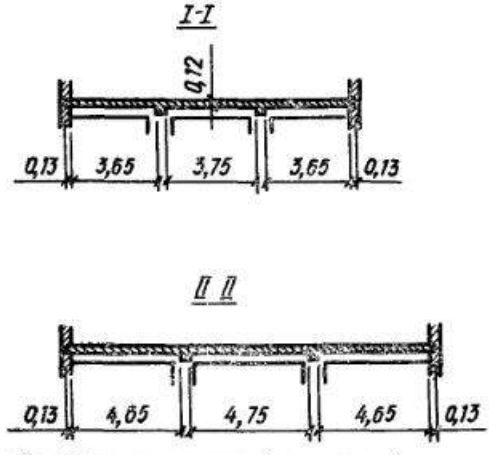


Рис. 6.97. Размеры монолитного железобетонного перекрытия (размеры в м).

$$= (59{,}57\Delta A_{s1} - 6837\Delta A_{s1}^2)\ \text{МН} \cdot \text{м};$$

$$\overline{M}_I = \overline{M}'_I = 350 \cdot 9{,}5\Delta A_{s1} \times$$

$$\times \left(0{,}101 - 0{,}5\,\frac{350 \cdot 9{,}5}{8 \cdot 4{,}75}\,\Delta A_{s1}\right) =$$

$$= (335\Delta A_{s1} - 145\,500\Delta A_{s1}^2)\ \text{МН} \cdot \text{м};$$

$$\overline{M}_{II} = \overline{M}'_{II} = 350 \cdot 4{,}87\Delta A_{s1} \times$$

$$\times \left(0{,}093 - 0{,}5\,\frac{350 \cdot 4{,}87}{8 \cdot 3{,}75}\,\Delta A_{s1}\right) =$$

$$= (158{,}5\Delta A_{s1} - 48\,420\Delta A_{s1}^2)\ \text{МН} \cdot \text{м}.$$

Подставим найденные величины и исходные данные в уравнение (6.127); при этом учтем, что значение распределенной нагрузки следует принимать в МПа, т. е. $p = 22{,}4 \cdot 10^{-3}$ МПа. Получим:

$$\frac{22{,}4 \cdot 10^{-3} \cdot 3{,}75^2}{12}(3 \cdot 4{,}75 - 3{,}75) =$$

$$= 2\,[(134{,}7 + 59{,}57 + 335{,}8 + 158{,}5)\,\Delta A_{s1} -$$

$$- (23\,380 + 6837 + 145\,500 + 48\,420)\,\Delta A_{s1}^2],$$

или

$$448\,280\Delta A_{s1}^2 - 1377{,}1\Delta A_{s1} + 0{,}2756 = 0,$$

откуда $\Delta A_{s1} = 2{,}15 \cdot 10^{-4}$ м²/м. Соответственно:

$\Delta A_{s2} = 0{,}65 \cdot 2{,}15 \cdot 10^{-4} = 1{,}40 \cdot 10^{-4}$ м²/м; $\Delta A_{sI} = \Delta A'_{s1} = 2 \cdot 2{,}15 \cdot 10^{-4} = 4{,}3 \times 10^{-4}$ м²/м; $\Delta A_{sII} = \Delta A'_{sII} = 2 \cdot 1{,}4 \cdot 10^{-4} = 2{,}8 \cdot 10^{-4}$ м²/м.

Уравнения, аналогичные (6.127), можно составить и для плит другой формы в плане, а также плит, ослабленных отверстиями. В последнем случае схему излома принимают такой же, как и для соответствующих плит без отверстий, а виртуальную работу внешних и внутренних сил в пределах отверстия не учитывают. В результате для равномерно нагруженной защемленной по контуру квадратной плиты с квадратным отверстием (со стороной a) в центре

$$p = \frac{24m_{sp}(1 - \xi) + m_{sup}}{l^2(1 - 3\xi^2 + 2\xi^3)}, \quad (6.141)$$

где $\xi = a/l$; m_{sp} — предельный момент на единицу длины пролетного пластического шарнира; m_{sup} — то же, опорного.

Для защемленной по контуру симметрично армированной прямоугольной плиты с квадратным отверстием в центре (сторона отверстия a^*) при действии равномерно распределенной нагрузки

$$p = 24\,\frac{m_1(\gamma - \xi) + m_2 + \gamma m_1 + m_{11}}{l_1^2(3\gamma - 1 - 6\xi^2 + 3\xi^3)}, \quad (6.142)$$

* Предполагается, что размер a мал по сравнению с пролетом l_2, так что контур отверстия не пересекает линий излома Ak_1, Bk_1, Ck_2 и Dk_2 (см. рис. 6.94,*а*).

Таблица 6.27. Коэффициенты n_x для определения максимальных пролетных моментов неразрезных балочных плит, загруженных равномерно распределенной нагрузкой

n_r	n_l																	
	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	∞
∞	14,2	13,0	12,5	11,9	11,5	11,2	11,0	10,7	10,4	10,3	10,1	10,0	9,9	9,8	9,7	9,6	9,5	8
24	22,2	19,6	18,0	17,0	15,8	15,1	14,6	14,1	13,7	13,3	13,1	12,9	12,6	12,5	12,3	12,1	12,0	9,5
23	22,7	20,0	18,2	17,1	16,1	15,3	14,8	14,3	13,9	13,5	13,2	13,1	12,8	12,6	12,4	12,2	12,1	9,6
22	23,2	20,4	18,5	17,2	16,3	15,6	14,9	14,5	14,0	13,7	13,4	13,2	13,0	12,8	12,6	12,4	12,3	9,7
21	23,8	21,0	18,9	17,7	16,6	15,9	15,2	14,7	14,3	13,9	13,6	13,3	13,1	12,9	12,8	12,6	12,5	9,8
20	—	21,7	19,6	18,2	17,0	16,2	15,5	15,0	14,6	14,3	13,9	13,6	13,3	13,1	13,0	12,8	12,6	9,9
19	—	22,6	20,1	18,7	17,3	16,6	16,0	15,3	14,8	14,4	14,1	13,8	13,6	13,3	13,2	13,1	12,9	10,0
18	—	23,3	20,6	19,2	17,8	17,0	16,2	15,6	15,1	14,8	14,4	14,1	13,9	13,6	13,4	13,2	13,1	10,1
17	—	24,0	21,6	19,8	18,5	17,5	16,8	16,1	15,6	15,1	14,8	14,4	14,3	13,9	13,7	13,5	13,3	10,3
16	—	—	22,6	20,6	19,1	18,2	17,3	16,5	16,0	15,6	15,1	14,8	14,6	14,3	14,0	13,9	13,7	10,4
15	—	—	23,8	21,7	20,0	18,8	18,0	17,1	16,5	16,1	15,6	15,3	15,0	14,7	14,5	14,3	14,1	10,7
14	—	—	—	22,8	21,3	19,6	18,7	18,0	17,3	16,8	16,2	16,0	15,5	15,2	14,9	14,8	14,6	11,0
13	—	—	—	23,4	22,2	20,8	19,6	18,8	18,2	17,5	17,0	16,6	16,2	15,9	15,6	15,3	15,1	11,2
12	—	—	—	—	24,0	22,2	21,3	20,0	19,1	18,5	17,8	17,3	17,0	16,6	16,3	16,1	15,8	11,5
11	—	—	—	—	—	23,4	22,8	21,7	20,6	19,8	19,2	18,7	18,2	17,7	17,2	17,1	17,0	11,9
10	—	—	—	—	—	—	—	23,8	22,6	21,6	20,6	20,1	19,6	18,9	18,5	18,2	18,0	12,6
9	—	—	—	—	—	—	—	—	—	24,0	23,3	22,6	21,7	21,0	20,4	20,0	19,6	13,0
8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	23,8	23,2	22,7	22,2	14,2

где $\xi = a/l_1$, $\gamma = l_2/l_1$; m_1, m_2, m_{I}, m_{II} — относительные (на единицу длины) значения моментов $\overline{M}_1$, $\overline{M}_2$, M_{I}, M_{II}.

Для такой же плиты, свободно опертой по четырем сторонам, в уравнении (6.142) достаточно принять $m_1 = m_{\text{II}} = 0$.

Для круглой свободно опертой плиты радиуса r, армированной равномерной квадратной сеткой,

$$p = \frac{6R_s\Delta A_s z_s}{r^2}, \qquad (6.143)$$

где ΔA_s — сечение арматуры стержней сетки каждого из направлений, отнесенное к единице длины перпендикулярного к стержням сечения.

Для такой же плиты, ослабленной круглым произвольно расположенным отверстием (контур отверстия не пересекает контура плиты),

$$p = \frac{6R_s\Delta A_s z_s (1-\xi)}{r^2(1-3\xi^2+2\xi^3)}, \qquad (6.144)$$

где ξ — отношение радиуса отверстия к радиусу плиты r.

Для расчета плит иной конструкции (треугольных, трапецеидальных), а также для расчета прямоугольных плит на действие сосредоточенных грузов, удобно использовать решения и таблицы, разработанные А. М. Дубинским [17].

Балочные плиты рассчитывают из тех же общих предпосылок, что и плиты, опертые по контуру.

Соотношение между пролетными и опорными моментами принимают из того условия, чтобы полусумма опорных моментов плюс пролетный момент составляла

$$M = pl^2/8. \qquad (6.145)$$

Опорный момент на крайней (свободной) опоре принимают равным нулю; в остальных расчетных (на опорах и в середине пролетов) сечениях величину изгибающего момента целесообразно принимать не меньшей, чем

$$M = pl^2/24. \qquad (6.146)$$

Расчет многопролетных балочных плит с неравными пролетами рекомендуется производить в такой последовательности:

устанавливают значение пролетного момента для бо́льшего из пролетов. Если этот пролет — крайний, то

$$\frac{pl^2}{14} \leqslant M \leqslant \frac{pl^2}{11}; \qquad (6.147)$$

если бо́льший пролет — средний, то

$$\frac{pl^2}{24} \leqslant M \leqslant \frac{pl^2}{16}; \qquad (6.148)$$

из условия (6.145) для того же пролета определяют опорные моменты;

указанные значения корректируют в соответствии с фактическим армированием опорных сечений большего пролета и принимают как заданные для определения изгибающих моментов в соседних пролетах.

Для определения опорных и пролетных изгибающих моментов можно воспользоваться табл. 6.27, в которой приведены значения $n_x = pl^2/M_{\max}$ в зависимости от значений $n_l = pl^2/M_{sup,l}$ и $n_r = pl^2/M_{sup,r}$ (здесь $M_{\max}$ — максимальный пролетный момент, $M_{sup,l}$ и $M_{sup,r}$ — соответственно изгибающие моменты на левой и правой опорах)

При расчете равнопролетных балочных плит значения пролетных моментов в средних пролетах, а также моментов на всех опорах, кроме вторых от края перекрытия, рекомендуется принимать равными

$$M = pl^2/16, \qquad (6.149)$$

а моментов в крайних пролетах и над вторыми от края опорами —

$$M = pl^2/11. \qquad (6.150)$$

При выводе формул метода предельного равновесия до сих пор предполагалось, что в сечениях, проходящих через линии излома, действуют только изгибающие моменты и перерезывающие силы (последние, как и крутящие моменты, работы на виртуальных перемещениях

не производят). Считалось, что нормальные силы в указанных сечениях не возникают.

Между тем, кромки плит обычно закреплены от смещения. В то же время, за счет развития значительных изгибных деформаций удлиняется срединная поверхность плиты и, таким образом, возникает распор. Поскольку последний, в ряде случаев, заметно повышает несущую способность плиты, его целесообразно учитывать при расчете. Наличие распора практически не меняет схему излома плиты, поэтому указанную схему принимают такой же, как и при расчете без учета распора.

Увеличение несущей способности плиты при наличии распора происходит вследствие увеличения изгибающих моментов, воспринимаемых пролетными шарнирами — распор создает в них за счет прогиба дополнительный изгибающий момент. Последний может быть определен по формуле

$$\Delta M = R_b b x_t (h_b - x_t - f_u), \qquad (6.151)$$

где x_t — увеличение высоты сжатой зоны, обусловленное действием распора; f_u — предельный прогиб плиты; h_b — величина, зависящая от толщины плиты и высот сжатой зоны на опоре x_{sup} и в пролете x_{sp}, определяемых без учета действия распора;

$$h_b = 0{,}85h_0 - x_{sup} - x_{sp}. \qquad (6.152)$$

Дополнительная высота сжатой зоны x_t зависит от податливости контура, предельного прогиба и h_b:

$$x_t = 0{,}5\,(h_b - 0{,}5f'_u)\,(1 - \lambda). \qquad (6.153)$$

Здесь f'_u — предельный прогиб, вычисляемый в предположении отсутствия распора; λ — коэффициент податливости контура при жесткости его на растяжение $E_c A_c$;

$$\lambda = \frac{0{,}125\,(h_b - 0{,}5f^0_u)\,R_b l^2 b}{f'_u\,(h_b - 0{,}5f'_u)\,E_c A_c}; \qquad (6.154)$$

f^0_u — значение предельного прогиба при максимальном распоре (при нерастяжимом контуре — $\lambda = 0$); l — длина плиты (ее пролет в направлении действия распора); b — ширина плиты (пролет в направлении, перпендикулярном к линии действия распора).

Если плита окаймлена контуром с четырех сторон, то λ определяют дважды, для каждого из направлений — при $l = l_1$ и $b = l_2$, при $l = l_2$ и $b = l_1$.

В целях упрощения расчета для средних полей монолитных ребристых перекрытий допускается принимать $\lambda = 0{,}5$.

Предельные прогибы плиты f'_u и f^0_u могут быть определены в зависимости от конфигурации плиты и условий ее опирания по табл. 6.28, а предельный прогиб f_u — по формуле

$$f_u = \lambda\,(f'_u - f^0_u) + f^0_u. \qquad (6.155)$$

При определении по табл. 6.28 величины f'_u значение предельной кривизны $(1/r)'_u$ принимают равным

$$\left(\frac{1}{r}\right)'_u = \frac{R_s}{h_0 E_s}\left(1 + \frac{1{,}8\alpha_s\mu_s}{\xi}\right), \qquad (6.156)$$

а при определении f^0_u —

$$\left(\frac{1}{r}\right)^0_u = \frac{2R_s}{h_0 E_s}. \qquad (6.157)$$

Здесь

$$\xi_{crc} = 0{,}1 + 0{,}5\xi_u; \qquad (6.158)$$

$$\xi_u = \mu_s \frac{R_s}{R_b}; \qquad (6.159)$$

$\mu_s = \dfrac{A_s}{lh}$ — коэффициент армирования, отнесенный к полной площади сечения плиты; при армировании, различном в двух направлениях, $\mu_s = 0{,}5\,(\mu_{s1} + \mu_{s2})$, где μ_{s1} и μ_{s2} — коэффициенты армирования в направлении короткого и длинного пролетов.

При определении предельных прогибов для дальнейшего расчета плиты по несущей способности в формулы (6.156) и (6.157) следует подставлять расчетные сопротивления для предельных состояний первой группы.

После того, как дополнительные моменты ΔM определены, их значения вводят в правую часть выражения (6.125). В итоге получают уравнение для проверки несущей способности плиты с учетом влияния распора. Так, для симметрично армированной прямоугольной плиты, защемленной по четырем сторонам, несущая способность с учетом влияния распора

$$p_u = \frac{24\,(\overline{M}_1 + \overline{M}_2 + \overline{M}'_1 + \overline{M}'_{II} + \Delta M_1 + \Delta M_2)}{l_1^2\,(3l_2 - l_1)}. \qquad (6.160)$$

Предполагают, что нагрузка равномерно распределена по всему полю плиты.

Пример 6.8. Дано: модуль упругости бетона плиты, рассмотренной в примере 6.7,— $E_b = 2{,}5 \cdot 10^4$ МПа, модуль упругости арматуры $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа.

Требуется подобрать арматуру плиты с учетом влияния распора.

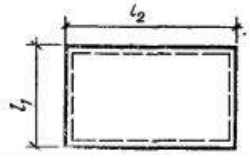
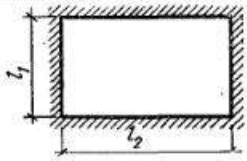
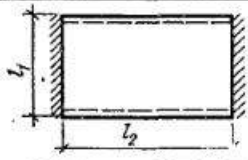
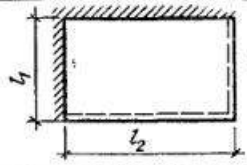
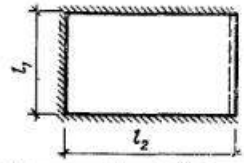
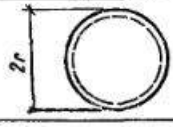
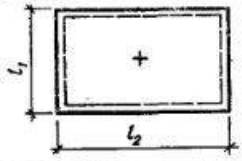
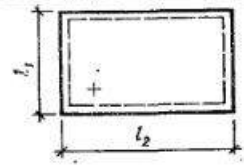
Расчет. Используя полученные в примере 6.7 данные ($l_1 = 3{,}75$ м, $l_2 = 4{,}75$ м и $A_{s1} = 3{,}81\Delta A_{s1} = 3{,}81 \cdot 2{,}15 \cdot 10^{-4} = 8{,}19 \times 10^{-4}$ м^2, $A_{s2} = 1{,}83\Delta A_{s1} = 1{,}83 \cdot 2{,}15 \times 10^{-4} = 3{,}93 \cdot 10^{-4}$ м^2), находим $\mu_{s1} = 8{,}19 \cdot 10^{-4}/0{,}12 \cdot 4{,}75 = 0{,}00144$; $\mu_{s2} = 3{,}93 \cdot 10^{-4}/0{,}12 \cdot 3{,}75 = 0{,}00088$; $\mu_s = (0{,}00144 + 0{,}00088)/2 = 0{,}00116$.

Тогда по формулам (6.159), (6.158) при $\alpha_s = 2 \cdot 10^5/2{,}5 \cdot 10^4 = 8{,}4$ $\xi_u = 0{,}00116 \times 350/8{,}0 = 0{,}0507$ и $\xi_{crc} = 0{,}1 + 0{,}5 \times 0{,}0507 = 0{,}1254$.

Далее по формулам (6.156) и (6.157) вычисляем кривизны $\left(\frac{1}{r}\right)'_u$ и $\left(\frac{1}{r}\right)^0_u$:

$$\left(\frac{1}{r}\right)'_u = \frac{3{,}50}{0{,}097 \cdot 2 \cdot 10^5} +$$

Таблица 6.28. **Определение предельных прогибов при расчете плит с учетом распора**

№ схемы	Нагрузка	Вид плиты	Формулы для определения f'_u и f^0_u	Ограничения в применении формул
I	Равномерно распределенная		$f_u = 0{,}141 l_1^2 \left(\frac{1}{r}\right)^{sp}_u$	$0{,}5 \leqslant \frac{l_2}{l_1} \leqslant 2$
II	То же		$f_u = \frac{0{,}141}{1+k} l_1^2 \left(\frac{1}{r}\right)^{sp}_u$	$0{,}5 \leqslant \frac{l_2}{l_1} \leqslant 2$
III	»		$f_u = 0{,}141 \frac{1+0{,}5k}{1+k} \times l_1^2 \left(\frac{1}{r}\right)^{sp}_u$	$0{,}67 \leqslant \frac{l_2}{l_1} \leqslant 1{,}5$
IV	»		$f_u = 0{,}141 \frac{1+0{,}5k}{1+k} \times l_1^2 \left(\frac{1}{r}\right)^{sp}_u$	$0{,}5 \leqslant \frac{l_2}{l_1} \leqslant 2$
V	»		$f_u = 0{,}141 \frac{1+0{,}25k}{1+k} \times l_1^2 \left(\frac{1}{r}\right)^{sp}_u$	$0{,}5 \leqslant \frac{l_2}{l_1} \leqslant 2$
VI	»		$f_u = r^2 \left(\frac{1}{r}\right)^{sp}_u$	—
VII	Сосредоточенный груз в центре плиты		$f_u = \frac{0{,}18}{\sqrt{2}} l_1^2 \left(\frac{1}{r}\right)^{sp}_u$	$0{,}67 \leqslant \frac{l_2}{l_1} \leqslant 1{,}5$
VIII	Сосредоточенный груз в четверти диагонали		$f_u = 0{,}03 l_1^2 \left(\frac{1}{r}\right)^{sp}_u$	$0{,}67 \leqslant \frac{l_2}{l_1} \leqslant 1{,}5$

Примечания: 1. Условные обозначения кромок плиты в зависимости от опирания приняты такими же, как и на рис. 6.93.

2. Коэффициент k для схем II...V принимают равным отношению $\overline{M}_{sup}/\overline{M}_{sp}$; если отношение предельных опорных и пролетных моментов в двух направлениях не одинаково, в расчет принимают среднеарифметическое значение k.

$$+\left(1+\frac{1{,}8\cdot 8{,}4\cdot 0{,}00116}{0{,}1254}\right)=0{,}0205\ \text{м}^{-1};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_u^0=\frac{2\cdot 350}{0{,}097\cdot 2\cdot 10^6}=0{,}0361\ \text{м}^{-1}.$$

При вычислении кривизн принималось усредненное значение h_0, равное $h_0 = 0{,}5\,(h_{01}+h_{02}) = 0{,}5\,(0{,}101+0{,}093) = 0{,}097$ м.

В соответствии со схемой II табл. 6.28 $f_u = \frac{0{,}141}{1+k}\,l_1^2\left(\frac{1}{r}\right)_u^{sp}$, где $k = \overline{M}_{sup}/\overline{M}_{sp}$. Для рассматриваемой плиты, в соответствии с результатами, полученными в примере 6.7,

$$\overline{M}_{sup,1}=M_1=335{,}8\cdot 2{,}15\cdot 10^{-4}-$$

$$-145\,500\cdot 2{,}15^2\cdot 10^{-8}=0{,}06547\ \text{МН}\cdot\text{м}=$$

$$=65{,}47\ \text{кН}\cdot\text{м};$$

$$\overline{M}_{sp,1}=\overline{M}_1=134{,}7\cdot 2{,}15\cdot 10^{-4}-$$

$$-23\,380\cdot 2{,}15^2\cdot 10^{-8}=0{,}02788\ \text{МН}\cdot\text{м}=$$

$$=27{,}88\ \text{кН}\cdot\text{м};$$

$$\overline{M}_{sup,2}=\overline{M}_{II}=158{,}5\cdot 2{,}15\cdot 10^{-4}-$$

$$-48\,420\cdot 2{,}15^2\cdot 10^{-8}=0{,}03184\ \text{МН}\cdot\text{м}=$$

$$=31{,}84\ \text{кН}\cdot\text{м};$$

$$\overline{M}_{sp,2}=\overline{M}_2=59{,}57\cdot 2{,}15\cdot 10^{-4}-$$

$$-6837\cdot 2{,}15^2\cdot 10^{-8}=0{,}01249\ \text{МН}\cdot\text{м}=$$

$$=12{,}49\ \text{кН}\cdot\text{м}$$

и $k_1 = 65{,}47/27{,}88 = 2{,}35$; $k_2 = 31{,}84/12{,}49 = 2{,}55$. Принимаем

$$k=\frac{k_1+k_2}{2}=\frac{2{,}35+2{,}55}{2}=2{,}45.$$

Подставляя значение k и соответствующие значения $(1/r)$ в приведенную формулу, получим:

$$f_u^0=\frac{1}{1+2{,}45}\cdot 0{,}141\cdot 3{,}75^2\cdot 0{,}0361=$$

$$=0{,}0207\ \text{м};$$

$$f_u'=\frac{1}{1+2{,}45}\cdot 0{,}141\cdot 3{,}75^2\cdot 0{,}0205=$$

$$=0{,}0118\ \text{м}.$$

Примем $\lambda = 0{,}5$. Тогда по формуле (6.155) $f_u = 0{,}5\,(0{,}0118 - 0{,}0207) + 0{,}0207 = 0{,}01625$ м.

Переходим теперь к вычислению дополнительных изгибающих моментов. Для направления l_2 имеем:

$$x_{sup}=\frac{R_s\Delta A_{s1I}}{R_b\cdot 1}=\frac{350\cdot 2{,}8\cdot 10^{-4}}{8{,}0\cdot 1}=$$

$$=0{,}0122\ \text{м};$$

$$x_{sp}=\frac{R_s\Delta A_{s2}}{R_b\cdot 1}=\frac{350\cdot 1{,}4}{8\cdot 1}=0{,}0061\ \text{м},$$

и, следовательно, по формуле (6.152) $h_b = 0{,}85\cdot 0{,}093 - 0{,}0061 - 0{,}0122 = 0{,}0606$ м. Тогда:

$$x_t=0{,}5\,(0{,}606-0{,}5\cdot 0{,}0118)\,(1-0{,}5)=$$

$$=0{,}0137\ \text{м}$$

и, согласно формуле (6.151),

$$\Delta M_2=0{,}0137\cdot 8\cdot 3{,}75\,(0{,}0606-0{,}0137-$$

$$-0{,}0163)=0{,}01256\ \text{МН}\cdot\text{м}.$$

Для направления l_1 получаем:

$$x_{sup}=\frac{R_s\Delta A_{sI}}{R_b\cdot 1}=\frac{350\cdot 4{,}3\cdot 10^{-4}}{8\cdot 1}=0{,}0188\ \text{м};$$

$$x_{sp}=\frac{R_s\Delta A_{sI}}{R_b\cdot 1}=\frac{350\cdot 2{,}15\cdot 10^{-4}}{8\cdot 1}=0{,}0094\ \text{м};$$

$$h_b=0{,}85\cdot 0{,}101-0{,}0094-0{,}0188=$$

$$=0{,}05765\ \text{м};$$

$$x_t=0{,}5\,(0{,}05765-0{,}5\cdot 0{,}0118)\,(1-0{,}5)=$$

$$=0{,}01294\ \text{м};$$

$$\Delta M_1=0{,}01294\cdot 8{,}0\cdot 4{,}75\,(0{,}05765-$$

$$-0{,}01294-0{,}0163)=0{,}01396\ \text{МН}\cdot\text{м}.$$

Подставляем вычисленные значения ΔM в уравнение (6.141) с учетом данных, полученных в примере 6.7. Тогда

$$448\,280\Delta A_{sI}^2-1377{,}1\Delta A_{sI}+0{,}2756-$$

$$-2\cdot 0{,}01256-2\cdot 0{,}01396=0,\ \text{или}$$

$$448\,280\Delta A_{sI}^2-1377{,}1\Delta A_{sI}+0{,}2226=0,$$

откуда $\Delta A_{sI} = 1{,}71\cdot 10^{-4}$ м^2.

Для уточнения необходимого количества арматуры расчет следует повторить, вычислив новые значения ΔM с учетом $\Delta A_{sI} = 1{,}93$ см^2. Ограничиваясь первым приближением (результаты второго приближения мало отличаются от полученных) примем окончательно $\Delta A_{sI} = 1{,}71$ см^2; $\Delta A_{s2} = 0{,}65\cdot 1{,}71 = 1{,}11$ см^2 и т. д.

Таким образом, учет влияния распора позволил уменьшить количество арматуры на $\frac{2{,}15-1{,}71}{2{,}15}\,100\,\% = 20{,}5\,\%$.

Аналогично влияние распора учитывают и при расчете балочных плит.

При отсутствии данных о податливости контура рекомендуется:

1. Благоприятное влияние распора учитывать путем уменьшения сечения арматуры.

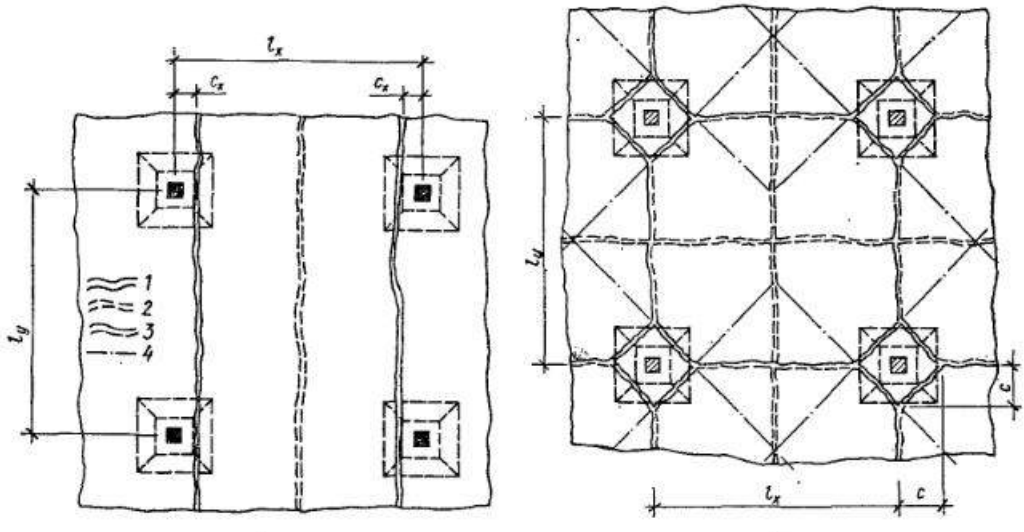
2. Для плит, окаймленных со всех сторон балками или ребрами, арматуру в средних полях плит и над средними опорами уменьшать на 20 %.

3. В крайних полях плит, работающих в двух направлениях, и над вторыми от края опорами сечение арматуры уменьшать на 20 % при $l_e/l < 1{,}5$ и на 10 % при $1{,}5 \leqslant l_e/l \leqslant 2$; при $l_e/l > 2$ сечение арматуры не снижают (здесь l — расчетный пролет плиты в направлении, перпендикулярном краю перекрытия; l_e — пролет крайнего поля, измеряемый вдоль края перекрытия);

4. В крайних полях балочных плит и над их вторыми от края опорами арматуру уменьшать не следует.

В соответствии с пп. 1...3 приведенных рекомендаций расчет плит, опертых по контуру, с учетом влияния распора можно производить с помощью уравнения (6.127), умножив его левую часть на понижающий коэффициент $\eta = 0{,}8$ или $\eta = 0{,}9$.

Изложенный метод расчета может быть приложен не только к расчету плит — отдельных элементов, но и к расчету монолитного безбалочного перекрытия в целом. По своей статической схеме такое перекрытие представляет собой многопролетную плиту, опертую на площадки-капители. Указанное перекрытие рассчитывают на излом полосы панелей вдоль или поперек перекрытия (рис. 6.98, *а*) и на одновременный излом смежных панелей разных рядов (рис. 6.98, *б*). Несущую способность устанавливают по меньшей из разрушающих нагрузок, полученных в результате этих двух расчетов. Кроме того, необходим еще и расчет на продавливание, который здесь не рассматривается.



а *б*

Рис. 6.98. Схема излома средней полосы (*а*) и одновременного излома смежных панелей (*б*) безбалочного перекрытия:

1 — отрицательные шарниры; *2* — положительные шарниры; *3* — сквозные трещины; *4* — оси надопорных шарниров.

При расчете на излом полосы перекрытия считают, что в пределах полосы образуются два надопорных (отрицательных) и один пролетный (положительный) пластический шарнир. Для симметричных относительно своей середины полос несущую способность проверяют из условия

$$\frac{p l_y (l_x - 2c_x)^2}{8} \leqslant R_s (A_{s,sup} z_{s,sup} + A_{s,sp} z_{s,sp}), \qquad (6.161)$$

где l_y — расстояние между осями колонн в направлении, параллельном рассматриваемой полосе, l_x — то же, в направлении, перпендикулярном полосе; c_x — расстояние от надопорного пластического шарнира до ближайшей оси колонн; $A_{s,sup}$ — площадь верхней арматуры, пересекаемой надопорным шарниром в пределах длины l_y; $A_{s,sp}$ — площадь нижней арматуры, пересекаемой пролетным шарниром в пределах той же длины; $z_{s,sup}$ и $z_{s,sp}$ — плечи внутренних пар соответственно в опорном и пролетном шарнирах.

Значение c_x, отвечающее минимальной несущей способности полосы, в общем случае устанавливают подбором. В зависимости от положения надопорного пластического шарнира сжатая зона может размещаться целиком в плите, частью или полностью — в капители. Соответственно от c_x зависит и плечо внутренней пары $z_{s,sup}$, а значит и правая часть неравенства (6.161). Одновременно от величины c_x зависит и левая часть указанного неравенства.

В том случае, если расстояние между осями колонн вдоль и поперек перекрытия неодинаково, расчет на излом полосы следует производить дважды, принимая соответствующие значения l_x и l_y.

При расчете на излом смежных панелей принимают, что в их пролетах образуются взаимно перпендикулярные положительные пластические шарниры (рис. 6.98, *б*). Каждая панель разделяется, таким образом, на четыре звена, вращающихся вокруг опорных пластических шарниров. Оси последних расположены в зоне капителей под углом к рядам колонн (при схеме, симметричной относительно обеих осей, этот угол составляет 45°). Направления осей опорных пластических шарниров попарно пересекаются на вертикальных плоскостях, проходящих через пролетные шарниры.

Трещины над опорными шарнирами раскрываются вверху, а трещины по осям колонн прорезают всю толщу плиты.

Тогда условие (6.125) для проверки несущей способности в рассматриваемом случае принимает вид:

$$\frac{pl_x l_y}{8}\left(\frac{l_x+l_y}{2}-2c+\frac{4}{3}\cdot\frac{c^3}{l_x l_y}\right)\leqslant$$

$$\leqslant\frac{R_s}{2}\left[(A^x_{s,sup}+A^y_{s,sup})\,z_{s,sup}+\right.$$

$$\left.+(A^x_{s,sp}+A^y_{s,sp})\,z_{s,sp}\right], \qquad (6.162)$$

а при квадратной панели, одинаково армированной в двух направлениях, где $l_x=l_y=l$, $A^x_{s,sup}=A^y_{s,sup}=A_{s,sup}$ и $A^x_{s,sp}=A^y_{s,sp}=A_{s,sp}$:

$$\frac{pl^3}{8}\left[1-2\frac{c}{l}+\frac{4}{3}\left(\frac{c}{l}\right)^3\right]\leqslant$$

$$\leqslant R_s\,(A_{s,sup}z_{s,sup}+A_{s,sp}z_{s,sp}). \qquad (6.163)$$

Здесь l_x и l_y — расстояния между осями колонн во взаимно перпендикулярных направлениях; c — катет прямоугольного треугольника, отламывающегося над капителью от четверти панели; $A^x_{s,sup}$, $A^y_{s,sup}$ — площади сечения верхней арматуры на длине соответственно l_x и l_y; $A^x_{s,sp}$, $A^y_{s,sp}$ — то же, нижней арматуры.

Значения $z_{s,sp}$ и $z_{s,sup}$ расшифрованы выше (см. формулу (6.161). Значения c, как и c_x при расчете на излом полосы, в общем случае следует устанавливать подбором из условия минимума несущей способности.

Безбалочные перекрытия на излом смежных панелей рекомендуется рассчитывать с учетом влияния распора, создаваемого колоннами. Обычно это влияние учитывают приближенно, путем уменьшения площади сечения арматуры, полученной в результате расчета без учета указанного влияния. Если между рассматриваемой панелью и краем перекрытия имеется один ряд колонн, площадь арматуры следует уменьшать на 5 %, если два и более ряда — на 10 %. Для панелей, свободно опертых на стены, и консольных панелей площадь арматуры за счет влияния распора не уменьшают.

Более подробно расчет безбалочных перекрытий освещен в «Руководстве по проектированию железобетонных конструкций с безбалочными перекрытиями» [42]. Там же даны рекомендации по конструированию таких перекрытий. При соблюдении указанных рекомендаций средние панели перекрытий можно рассчитывать только на излом полосы. При этом можно принимать, что опорные пластические шарниры проходят по перелому очертания капителей (как это показано на рис. 6.98, *а*), и соответствующим образом назначать величину c_x.

Плиты представляют собой тонкие, по большей части малоармированные элементы. Поэтому определяющим для них может быть расчет по предельным состояниям второй группы.

Прогибы плит, работающих в двух направлениях, в проектной практике, как правило, определяют приближенно. Для этих целей может быть рекомендована формула

$$f_{sh}=f_{crc}+(f_u-f_{crc})\,\frac{p-p_{crc}}{p_u-p_{crc}}, \qquad (6.164)$$

где f_{sh} — прогиб плиты от кратковременного действия расчетной (с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f=1$) нагрузки p; f_{crc} и p_{crc} — прогиб и нагрузка при образовании трещин в пролете плиты; f_u и p_u — прогиб и нагрузка, соответствующие предельному состоянию плиты по прочности при характеристиках материалов $R_{s,ser}$, $R_{b,ser}$

Для учета влияния продолжительного действия нагрузки на прогиб можно воспользоваться (также приближенной) формулой

$$f=f_{sh}\,\frac{p_l c+p_{sh}}{p}, \qquad (6.165)$$

где p_l и p_{sh} — соответственно длительно и кратковременно действующие части нагрузки p; c — коэффициент, зависящий от средней относительной влажности воздуха: при влажности 40 % и ниже $c=3$, при бо́льшей влажности $c=2$.

Для плит, шарнирно опертых по контуру, прогиб f_{crc} определяют в предположении упругой работы материала

$$f_{crc}=f_{\max}=\alpha\,\frac{p_{crc}l_1^4}{D}, \qquad (6.166)$$

где α — коэффициент, устанавливаемый расчетом; значение этого коэффициента удобно определять с помощью таблиц (см. табл. 6.25); D — цилиндрическая жесткость, определяемая по формуле (6.118) с подстановкой начального модуля упругости бетона.

Трещинообразующую нагрузку p_{crc} в этом случае находят из условия

$$\beta p_{crc}l_1^2=M_{crc}, \qquad (6.167)$$

где β — коэффициент для вычисления наибольшего значения изгибающего момента в шарнирно опертой по контуру плите; этот коэффициент может быть получен с использованием табл. 6.25; M_{crc} — трещинообразующий момент при ширине сечения $b=1$ м (определяют в соответствии с указаниями гл. 4 без учета арматуры).

При расчете плит, защемленных по контуру, задача усложняется. Здесь к моменту образования трещин в пролете уже образовались трещины над опорами, так что в процессе изменения нагрузки от $p=0$ до $p=p_{crc}$ плита изменила свою расчетную схему. В момент образования пролетных трещин последняя может быть представлена в виде упругой плиты, шарнирно опертой по контуру и загруженной, кроме распределенной нагрузки, еще и распределенными вдоль опорных шарниров изгибающими моментами неизвестной величины. «Точное» определение этих неизвестных — задача сама по себе достаточно сложная, так что в рамках приближенного расчета прогибов по формуле (6.164) решать ее нецелесообразно. Поэтому поступают следующим образом.

1. Плиту рассматривают как упругую, защемленную по контуру. Для такой плиты определяют максимальные значения опорных M_{sup} и пролетных M_{sp} моментов, а также прогиба f^0:

$$M_{sup} = \beta_{1,sup} p l_1^2; \qquad (6.168)$$

$$M_{sp} = \beta_{1,sp} p l_1^2; \qquad (6.169)$$

$$f^0 = \alpha_1 p l_2^4 / D. \qquad (6.170)$$

2. Полученные значения максимальных опорных изгибающих моментов приравнивают, при $p = p_{sup,crc}$ трещинообразующему M_{crc}, откуда

$$p_{sup,crc} = \frac{M_{crc}}{\beta_1 l_1^2}, \qquad (6.171)$$

по формуле (6.169) и (6.170) вычисляют значения $M^0_{sp,crc}$ и f^0_{crc}, соответствующие нагрузке $p = p_{sup,crc}$.

3. Допускают, что на приращениях нагрузки $\Delta p = p - p_{sup,crc}$ плита работает упруго как шарнирно опертая по четырем сторонам. Тем обстоятельством, что надопорные трещины по взаимно перпендикулярным направлениям образуются неодновременно, пренебрегают.

4. По формуле (6.167) с заменой в ее левой части p_{crc} на Δp вычисляют приращения изгибающего момента в пролете ΔM_{sp} при превышении нагрузки над значением $p_{sup,crc}$.

5. Из условия

$$\Delta M_{sp} = M_{crc} - M^0_{sp,crc} \qquad (6.172)$$

устанавливают величину $\Delta p = \Delta p_{crc}$, соответствующую образованию трещин в пролете. С заменой в правой части формулы (6.166) p_{crc} на Δp_{crc} вычисляют приращение прогиба Δf_{crc}.

6. Прогиб, соответствующий образованию трещин в пролете плиты, определяют как сумму

$$f_{crc} = f^0_{crc} + \Delta f_{crc}, \qquad (6.173)$$

а соответствующую нагрузку p_{crc} — как сумму $p_{sup,crc}$ и Δp_{crc}.

Прогиб плиты при разрушении f_u может быть получен (с учетом или без учета влияния распора) по табл. 6.28 с привлечением формул (6.155) ... (6.159). При этом в указанных формулах используют расчетные сопротивления бетона и арматуры для предельных состояний второй группы.

Предельную нагрузку p_u определяют из уравнения (6.127), в котором предельные изгибающие моменты $\overline{M}_1$, $\overline{M}_2$ и другие вычисляют при характеристиках материалов $R_{s,ser}$, $R_{b,ser}$. Если арматура плиты подобрана на основе решения уравнения (6.127), как это было сделано в примере 6.7, значение нагрузки p_u может быть получено из соотношения

$$p_u = p \frac{R_{s,ser}}{R_s}, \qquad (6.174)$$

где p — расчетная нагрузка при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$.

Прогибы балочных плит определяют так же, как прогибы балок.

Для определения напряжений в арматуре, необходимых при расчете по ширине раскрытия трещин (см. гл. 4), может быть использована формула, аналогичная по своей структуре формуле (6.164):

$$\sigma_s = \sigma_{s,crc} + (R_{s,ser} - \sigma_{s,crc}) \frac{p - p_{crc}}{p_u - p_{crc}}. \qquad (6.175)$$

Здесь параметры p, p_{crc} и p_u имеют то же значение, что и в формуле (6.164), а $\sigma_{s,crc}$ — напряжения в арматуре непосредственно после образования трещин. Указанные напряжения определяют из выражения

$$\sigma_{s,crc} = \frac{M_{crc}}{(1 - 0{,}5\xi) A_s h_0}, \qquad (6.176)$$

где $M_{crc} = R_{bt,ser} h^2/3{,}5$ — трещинообразующий момент на единицу ширины плиты, A_s — площадь растянутой арматуры на том же отрезке; значение ξ определяют по формуле (6.158), причем в формуле (6.159) следует использовать расчетные сопротивления материалов для предельных состояний второй группы.

Точность изложенной приближенной методики расчета плит по предельным состояниям второй группы, как правило, вполне достаточна для практических целей *. Однако этот способ может оказаться неприемлемым для оценки эксплуатационных свойств плит сложной конфигурации, а также плит — элементов конструкций специального назначения, к которым предъявляют повышенные требования в части деформативности и трещиностойкости. В этом случае расчет следует производить с использованием ЭВМ на основе теории деформирования железобетонных плит Н. И. Карпенко [24].

Рамы

Расчет рам

Общие положения. Расчетную схему железобетонных рамных конструкций принимают, как правило, в виде плоской стержневой системы с жесткими или шарнирными узлами. В действительности узлы сборных железобетонных рам обладают определенной податливостью; однако опыт показывает, что принятое допущение в части жесткости узлов не снижает надежности конструкций.

В некоторых случаях рамные узлы рассматривают как жесткие с ограниченной величиной воспринимаемого момента (рис. 6.99). Если изгибающий момент в узле примыкания ригеля к колонне достигает предельной величины M_u, то этот узел рассматривают как пластический шарнир (рис. 6.99, *б*). Такой подход достаточно распространен в проектной практике, но так

* Эта же методика может быть использована для оценки деформаций и ширины раскрытия трещин в безбалочных перекрытиях, причем должны быть учтены схемы излома, показанные на рис. 6.98.

как материалы (сталь и бетон) имеют ограниченную деформативность, необходимо проверять, не достигли ли деформации предельных величин. В противном случае связи, воспринимающие момент, могут преждевременно разрушиться и расчетная схема перестанет соответствовать действительной работе конструкции.

При некоторых типах конструктивного решения узлов многоэтажных рам следует учитывать повышенную жесткость элементов рамы в местах примыкания к узлу (рис. 6.100). В этом случае с достаточной для практики точностью указанные участки элементов рамы можно рассматривать как бесконечно жесткие.

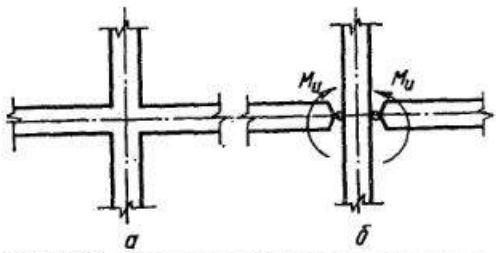


Рис. 6.99. Расчетная схема узла с ограничением воспринимаемого усилия:
а — при $M \leqslant M_u$; *б* — при $M > M_u$.

При назначении расчетной схемы рамы необходимо учитывать особенности компоновки здания и пространственный характер работы рамного каркаса. Например, при расчете рам каркасов многоэтажных зданий следует принимать во внимание наличие горизонтальных (перекрытие) и вертикальных (стены лестничных клеток и торцевые стены) диафрагм, объединяющих отдельные рамы в единый рамно-связевой блок (рис. 101, *а*). При этом горизонтальные диафрагмы, жесткость которых в своей плоскости можно считать бесконечной, распределяют горизонтальные нагрузки между рамами каркаса и вертикальными диафрагмами.

Рамно-связевой блок может быть рассчитан как пространственная система (что наиболее точно соответствует действительной работе сооружения). Однако на практике расчет многоэтажного рамно-связевого блока на горизонтальные нагрузки выполняют как плоской системы (рис. 101, *б*, *в*), состоящей из рамы-этажерки и консольного стержня, связанных между собой в уровнях ригелей абсолютно жесткими связями (исследования А. С. Калманок показали, что можно ограничиться учетом связей только в уровне двух верхних ригелей и одного нижнего (рис. 6.101, *в*), так как усилия в остальных связях очень невелики). Жесткость элементов рамы принимают равной сумме жесткостей соответствующих элементов всех рам, входящих в блок, жесткость консольного стержня — суммарной жесткости вертикальных диафрагм.

Таким образом, при расчете рамно-связевого блока реальное пространственное сооружение заменяют плоской расчетной схемой.

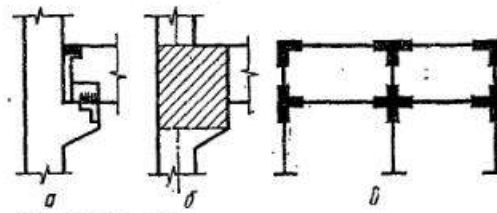


Рис. 6.100. Сборные рамы с узловыми вставками бесконечной жесткости:
а, *б* — схемы узла соответственно конструктивная и расчетная; *в* — расчетная схема рамы.

Опыт проектирования рамных конструкций позволяет рекомендовать некоторые упрощения расчетной схемы. Так, ригели многопролетных рам с погонной жесткостью, втрое бо́льшей суммарной погонной жесткости примыкающих к узлу стоек, можно рассчитывать как неразрезные балки; стойки при этом рассчитывают на воздействие осевой силы, приложенной со случайным эксцентриситетом, и горизонтальные нагрузки. Напротив, если суммарная погонная жесткость стоек в 6 и более раз превышает погонную жесткость ригелей, последние рассчитывают как балки, защемленные по кон-

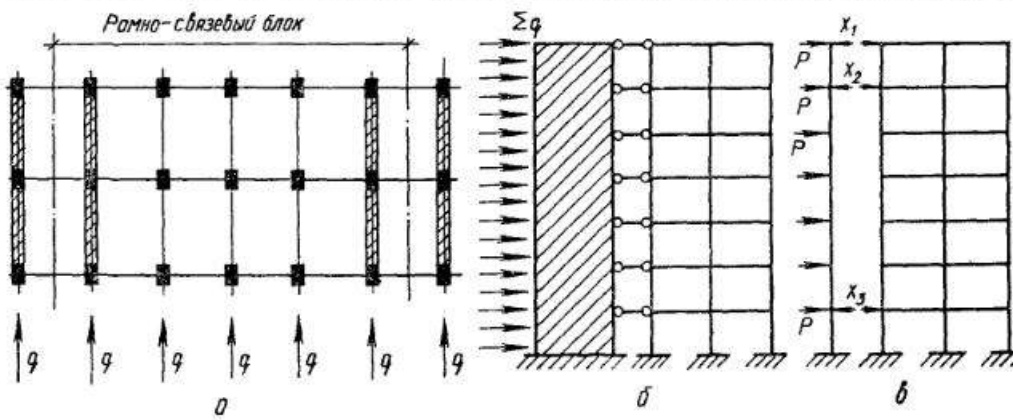


Рис. 6.101. К расчету рамно-связевого блока каркаса:
а — план; *б*, *в* — схемы соответственно расчетная и упрощенная расчетная.

цам (к стойкам в этом случае прикладывают моменты, равные алгебраической сумме моментов, возникающих в заделках примыкающих ригелей). Для сокращения объема вычислений допускается:

если разница между пролетами составляет не более 10 %, принимать для расчета равнопролетную схему со средней величиной пролета;

при уклоне не более 1/8 наклонные ломаные ригели считать горизонтальными и высоту этажа принимать равной средней высоте соседних стоек;

перемещать нагрузки к опоре или к середине пролета не более, чем на $0{,}05l$, где l — расчетный пролет конструкции, если этим достигается упрощающая расчет симметрия;

заменить в статическом расчете второстепенные сосредоточенные нагрузки увеличением основной сосредоточенной нагрузки с тем, чтобы сумма всех нагрузок осталась прежней, и при условии, что второстепенные нагрузки в сумме составляют не более 10 % от основной;

в рамных конструкция, в которых нагрузка на ригели передается через продольные балки, включать вес ригеля в сосредоточенную нагрузку от продольных балок.

Одновременное изменение размеров пролетов и нагрузок не допускается, если это ведет в обоих случаях к уменьшению , если это ведет в расчетного усилия.

При выборе расчетной схемы железобетонных рамных конструкций следует учитывать, что расчетная схема многих из них в процессе возведения изменяеся. Так, на стадии монтажа некоторые элементы могут шарнирно опираться на другие, в то время как на стадии эксплуатации, после из намоноличивания и замоноличивания стыков, здесь образуются жесткие узлы.

При расчете железобетонных рам используют допущение о том, что деформации и перемещения малы. Это соответствует как характеры деформирования материала, так и конструкции в целом.

Расчет рамной конструкции состоит из трех этапов:

ориентировочного назначения сечений элементов рамы для определения нагрузки от ее веса;

предварительного расчета для уточнения размеров сечений;

окончательного расчета.

Ориентировочные значения высоты поперечного сечения ригеля в пролете приведены в табл. 6.29.

Ширину поперечного сечения ригеля (при прямоугольной форме сечения) принимают равной $^1/_3$...$^1/_2$ его высоты. В тонкостенных конструкциях толщина ригеля может быть значительно меньшей — до $^1/_{15}$ высоты.

Высоту поперечных сечений крайних стоек одноэтажных рам назначают равной 0,6, а средних — 0,5 высоты поперечного сечения ригеля. Ширину поперечных сечений стоек желательно принимать равной ширине ригеля.

Дать какие-либо общие рекомендации по предварительному назначению размеров сечений стоек многоэтажных рам не представляется возможным; здесь инженеру-проектировщик следует ориентироваться на конструкции-аналоги (если таковые существуют) и свой опыт.

Предварительный расчет прямолинейных ригелей можно производить на воздействие изгибающего момента, равного 60...80 % момента, действующего в разрезной балке того же пролета. В многопролетных рамах в предварительном расчете ригель рассчитывают как неразрезную балку.

Предварительный расчет стоек можно производить на действие продольной силы, определенной в предположении разрезности ригелей.

Окончательный расчет железобетонных рам выполняют с использованием одного из рассмотренных ниже методов.

Таблица 6.29 **Ориентировочные значения высоты поперечного сечения ригеля**

Форма ригеля	Рамы	
	однопролетные	многопролетные
Прямолинейная	(1/10...1/12 l	(1/12...1/16) l
Ломаная		
без затяжки	(1/12...1/16 l	(1/12...1/18) l
с затяжкой	(1/16...1/20 l	(1/ 6...1/24) l
Криволинейная:		
без затяжки	(1/18,..1/25 l	(1/18...1/30) l
с затяжкой	(1/30...1/35 l	(1/30...1/40) l

Расчет в линейно-упругом постановке. При такой постановке задачи железобетон рассматривают как линейно-упругий материал, деформирование которого подчиняется закону Гука; трещинообразование, пластические деформации и ползучесть бетона при этом не учитывают.

Задача расчета — определение усилий в элементах рамы от заданных нагрузок. По найденным усилиям проверяют прочность сечений в соответствии с общими правилами расчета железобетонных элементов (см. гл. 3).

Поскольку расчет в линейно-упругой постановке допускает использование принципа наложения, усилия определяют раздельно для каждого из сочетаний нагрузок. Затем усилия от различных воздействий суммируют, причем выбирают наиболее неблагоприятные их комбинации.

Для сечений прямолинейных ригелей должны быть определены следующие усилия:

наибольший положительный изгибающий момент M_{max} и соответствующая ему поперечная сила;

наибольший отрицательный изгибающий момент M_{min} и соответствующая ему поперечная сила;

наибольшая поперечная сила Q_{max} и соответствующий ей изгибающий момент.

Для сечений стоек и криволинейных ригелей должны быть выявлены; наибольший положительный изгибающий момент M_{max} и соответствующая ему продольная сила;

наибольший отрицательный изгибающий момент M_{min} и соответствующая ему продольная сила;

наибольшая продольная сила N_{max} и соответствующий ей изгибающий момент.

Для сечений криволинейных ригелей, кроме того, должны быть определены наибольшая

поперечная сила Q_{max} и соответствующие ей M и N, а для нижних сечений стоек — значение Q, необходимое для расчета фундамента.

При определении расчетных комбинаций усилий должны быть выделены усилия, вызываемые длительно действующими и постоянными нагрузками.

Расчет сечений следует производить на каждую из указанных комбинаций нагрузок, после чего устанавливают окончательные размеры сечений и армирование элементов. Если при этом

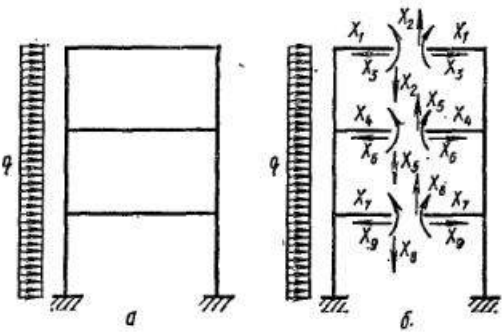


Рис. 6.102. К расчету рам методом сил:
а — расчетная схема; *б* — основная система.

окажется, что соотношение жесткостей элементов рамы в 2 раза и более отличается от принятого в соответствии с предварительным расчетом, раму следует пересчитать с учетом новых жесткостей.

При определении жесткостей в расчет вводят полные сечения элементов. При определении жесткостей ригелей учитывают их совместную работу с плитами покрытия или перекрытия (если последние выполнены в монолитном варианте) вне зависимости от соотношения высоты ригеля и толщины плит. За расчетную ширину полки образующегося таким образом таврового сечения принимают расстояния между осями примыкающих к ригелю пролетов. Совместная работа сборных плит перекрытия (покрытия) с ригелями исследована еще недостаточно. Поэтому при расчете таких конструкций используют жесткость собственно ригеля.

Жесткости элементов рамы следует определять по «приведенным» сечениям. Однако, поскольку изменение жесткости элемента на 15...20 % практически не сказывается на распределении усилий в раме, вполне допустимо определять жесткость по бетонным сечениям.

Расчет статически неопределимых железобетонных рам производят известными в строительной механике методами — методом сил, методом перемещений или смешанным методом.

При расчете по методу сил заданную n раз статически неопределимую систему путем устранения n «лишних» связей превращают в статически определимую — так называемую, основную систему (рис. 6.102). В качестве неизвестных принимают усилия в отброшенных связях. Система разрешающих уравнений, выражающих условия неразрывности деформаций, имеет вид:

$$\left.\begin{aligned} X_1\delta_{11} + X_2\delta_{12} + \cdots + X_n\delta_{1n} + \Delta_{1p} = 0;\\ X_1\delta_{21} + X_2\delta_{22} + \cdots + X_n\delta_{2n} + \Delta_{2p} = 0;\\ \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\\ X_1\delta_{n1} + X_2\delta_{n2} + \cdots + X_n\delta_{2n} + \Delta_{np} = 0. \end{aligned}\right\} \quad (6.177)$$

или, в матричной форме,

$$\overline{\delta}\vec{X} + \vec{\Delta}_p = 0. \quad (6.178)$$

Здесь X_1, X_2, ..., X_n — неизвестные усилия действующие в отброшенных связях; δ_{ik} — перемещение по направлению i-го неизвестного от силы $X_k = 1$; Δ_{ip} — то же, от внешней нагрузки; $\overline{\delta}$ — матрица единичных перемещений δ_{ik}; $\vec{X}$ — вектор-столбец неизвестных X_i; $\vec{\Delta}_p$ — вектор-столбец «грузовых» перемещений Δ_{ip}.

Единичные и грузовые перемещения определяют с помощью формулы Мора, в которой член, учитывающий сдвиговые деформации, как правило, отбрасывают:

$$\delta_{ik} = \sum_{i=1}^{m}\int_0^l \frac{\overline{M}_i\overline{M}_k}{EI}\,ds + \sum_{i=1}^{m}\int_0^l \frac{\overline{N}_i\overline{N}_k}{EA}\,ds, \quad (6.179)$$

где m — количество элементов рамы или участков постоянной жесткости; l — длина элемента или участка; $\overline{M}_i$, $\overline{M}_k$ — изгибающие моменты в сечениях элементов основной системы от единичных сил соответственно $X_i = 1$ и $X_k = 1$; $\overline{N}_i$, $\overline{N}_k$ — нормальные силы в сечениях от единичных неизвестных; EI, EA — жесткости элементов.

При определении грузовых перемещений Δ_{ip} усилия $\overline{M}_k$ и $\overline{N}_k$ заменяют моментами M_p и нормальными силами N_p от внешней нагрузки.

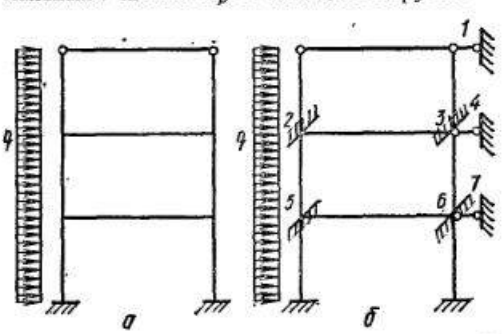


Рис. 6.103. К расчету рам методом перемещений:
а — расчетная схема; *б* — основная система.

После того как из системы уравнений (6.177) определены неизвестные X_i, полные значения усилий S (изгибающих моментов, нормальных и перерезывающих сил) в элементах рамы находят по формуле

$$S = S_p^0 + \sum_{i=1}^{n} X_i\overline{S}_i, \quad (6.180)$$

где S_p^0 — усилия в основной системе от внешней нагрузки; $\overline{S}_i$ — то же, от i-го единичного неизвестного.

При расчете рам методом перемещений основную систему образуют путем введения дополнительных связей, препятствующих линейному смещению всех узлов и повороту жестких узлов (связи, препятствующие повороту шарнирных узлов, не вводят — рис. 6.103). В качестве неизвестных принимают перемещения по направлению введенных связей. Система разрешающих уравнений, выражающих условия отсутствия реакций во введенных связях, имеет вид

$$\left.\begin{aligned} Z_1 r_{11} + Z_2 r_{12} + \cdots + Z_n r_{1n} + R_{1p} = 0; \\ Z_1 r_{21} + Z_2 r_{22} + \cdots + Z_n r_{2n} + R_{2p} = 0; \\ \cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots\cdots \\ Z_1 r_{n1} + Z_2 r_{n2} + \cdots + Z_n r_{nn} + R_{np} = 0, \end{aligned}\right\} \quad (6.181)$$

или, в матричной форме,

$$\vec{rZ} + \vec{R} = 0. \quad (6.182)$$

Здесь Z_1, Z_2, ..., Z_n — неизвестные перемещения по направлению введенных связей; r_{ik} — реакция i-й связи от единичного перемещения по направлению k-й связи; R_{ip} — реакция i-й связи от внешней нагрузки; r — матрица реакций r_{ik}; $\vec{Z}$ — вектор-столбец неизвестных перемещений Z_i; $\vec{R}$ — вектор-столбец реакций от внешней нагрузки R_{ip}.

«Единичные» реакции r_{ik} и «грузовые» реакции R_{ip} для основной системы следует определять с учетом всех ее связей. Так, в основной системе, показанной на рис. 6.103, *б*, реакции $r_{15} = r_{51}$; $r_{16} = r_{61}$; $r_{17} = r_{71}$; $r_{26} = r_{62}$; $r_{35} = r_{53}$ и R_{3p}, R_{6p} равны нулю, поскольку, например, смещение связи 1 не вызывает усилий в связи 5.

Для определения реакции стержней, защемленных по обоим концам, удобно пользоваться табл. 6.30.

В формулах табл. 6.30:

$$k_{1A} = [u^3 + k(1 - u^3)]\, k_{AB}; \quad (6.183)$$

$$k_{1B} = [u^2(1 + 2v) + kv^2(1 + 2u)]\, k_{AB}; \quad (6.184)$$

$$k_{1AB} = [u^2 + kv(1 + u)]\, k_{AB}; \quad (6.185)$$

$$k_{2B} = k_1 k_{AB}; \quad (6.186)$$

$$k_{2AB} = [u(1 + v) + kv^2]\, k_{AB}; \quad (6.187)$$

$$k_{3AB} = (u + kv)\, k_{AB}; \quad (6.188)$$

$$k_{4A} = [u^6 + ku^2v(9 - 7u + 2u^2 + 2u^3) + k^2v^4(6u + v^2)]\, k_{AB}; \quad (6.189)$$

$$k_{4B} = [u^4(6v + u^2) + kuv^2(9 - 7v + 2v^2 + 2v^3) + k^2v^6]\, k_{AB}; \quad (6.190)$$

$$k_{5A} = [u^5 + kuv(3 + uv + 2u^3) + k^2v^4(1 + u)]\, k_{AB}; \quad (6.191)$$

$$k_{5B} = [u^4(1 + v) + kuv(3 + uv + 2v^3) + k^2v^5]\, k_{AB}; \quad (6.192)$$

$$k_{AB} = \frac{1}{(u^2 - kv^2)^2 + 4kuv} \quad (6.193)$$

Коэффициент k_1 определяют по формуле (6.66) при $k_3 = 0$, коэффициент k — по формуле (6.69).

Для определения реакций при шарнирном опирании одного из концов стержня могут быть использованы формулы (6.70) ... (6.84).

После того как решена система (6.181) и определены значения неизвестных, изгибающие моменты в сечениях элементов рамы определяют по формуле

$$M = M_p + \sum_{i=1}^{n} \overline{M}_i z_i, \quad (6.194)$$

где M_p — изгибающий момент в основной системе от внешней нагрузки; $\overline{M}_i$ — то же, от соответствующего лишнего неизвестного.

По эпюре M, полученной таким образом, строят эпюры Q и N.

Для определения M_p и $\overline{M}_i$ рекомендуется пользоваться данными табл. 6.30.

При расчете рам смешанным методом часть неизвестных представляет собой усилия (как при расчете методом сил), а другая часть — перемещения (как при расчете методом перемещений). Соответственно выбирают и основную систему.

Выбор того или иного метода строительной механики, как правило, диктуется соотношением между степенью статической и кинематической неопределимости. Для стержневых систем, в которых нельзя пренебречь удлинением элементов (вторым членом интеграла Мора (6.179), степень кинематической неопределимости всегда будет равной или бо́льшей степени статической неопределимости. Расчет рам с высокой степенью статической (или кинематической) неопределимости следует выполнять на ЭВМ по стандартным программам.

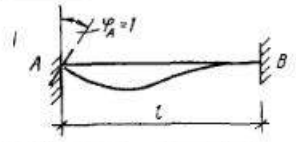
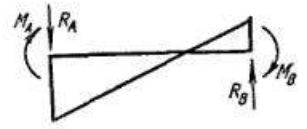
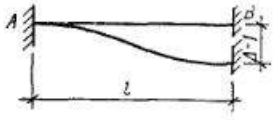
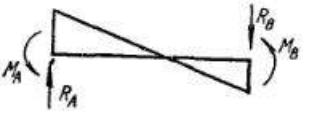
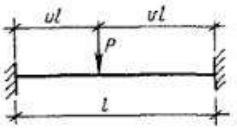
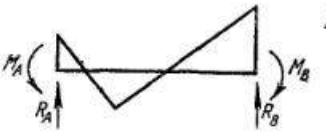
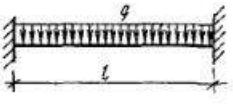
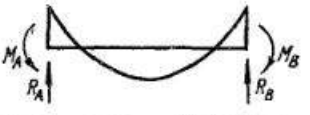
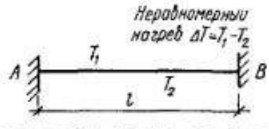
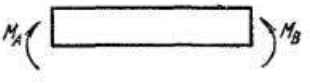
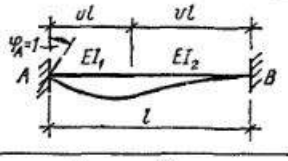
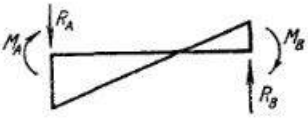
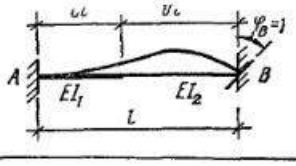
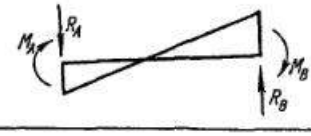
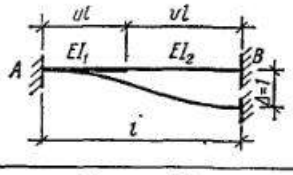
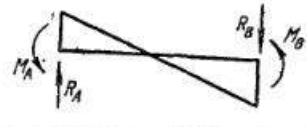
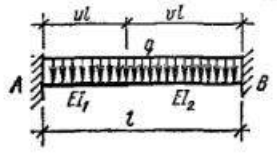
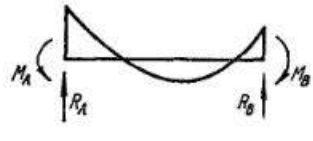
Широко применявшиеся ранее различного рода приближенные методы расчета сложных рам [4] с развитием вычислительной техники и внедрением ЭВМ в проектную практику в значительной степени утратили свою актуальность.

На расчете поперечных рам (поперечников) одноэтажных производственных зданий целесообразно остановиться более подробно.

Поперечники одноэтажных производственных зданий представляют собой рамы, состоящие из стоек, в общем случае упруго защемленных внизу и шарнирно связанных поверху ригелями покрытия. Сборное железобетонное покрытие после замоноличивания образует жесткую горизонтальную диафрагму, связывающую поверху все стойки температурного блока в пространственный каркас. Вследствие этого нагрузку, приложенную к отдельной стойке, воспринимают не только стойки одного поперечника, а все стойки пространственно работающего блока здания.

Пространственную работу каркаса здания следует учитывать при расчете на нагрузку от мостовых кранов, нагружающих одновременно преимущественно одну поперечную раму, а

Таблица 6.30. **Опорные реакции упругих стержней, защемленных по обоим концам**

№ п.п.	Схема балки и воздействия на нее	Эпюра моментов (от растянутого волокна)	Расчетные формулы
1			$M_A = 4EI/l$, $M_B = 2EI/l$; $R_A = -R_B = 6EI/l^2$
2			$M_A = M_B = -6EI/l^2$ $R_A = -R_B = 12EI/l^3$
3			$M_A = uv^2pl$, $M_B = -u^2vPl$ $R_A = v^2(1+2u)P$; $R_B = u^2(1+2v)P$
4			$M_A = -M_B = -ql^2/12$; $R_A = R_B = ql/2$
5			$M_A = -M_B = EI\alpha\Delta T/h$, где h — высота поперечного сечения; α — коэффициент линейного расширения
6			$M_A = 4EI_1k_{1A}/l$, $M_B = 2EI_1k_{1B}/l$; $R_A = -R_B = -6EI_1k_{1AB}/l^2$
7			$M_A = 2EI_1k_{1B}/l$; $M_B = 4EI_1k_{2B}/l$; $R_A = -R_B = -6EI_1k_{2AB}/l^2$
8			$M_A = -6EI_1k_{1AB}/l^2$; $M_B = -6EI_1k_{2AB}/l^2$; $R_A = -R_B = 12EI_1k_{3AB}/l^3$
9			$M_A = -ql^2k_{4A}/12$, $M_A = ql^2k_{4B}/12$; $R_A = qlk_{5A}/2$ $R_B = qlk_{5B}/2$

также на все другие виды местных нагрузок, приложенных к отдельным стойкам каркаса. Пространственный характер работы каркаса здания не проявляется при одновременном действии на поперечные рамы одинаковых нагрузок (например, вес рамы, снеговая и ветровая нагрузки). Не проявляется пространственная работа каркаса и при действии на один из поперечников нагрузок, не вызывающих смещения верха стоек (симметричные нагружения симметричных поперечников).

Как правило, наиболее удобный метод расчета поперечников — метод перемещений. За неизвестные при этом принимают горизонтальные смещения ригелей.

В некоторых случаях для расчета поперечников целесообразно применять метод сил. В качестве неизвестных при этом принимают внутренние усилия в ригелях.

Расчет поперечников обычно производят в предположении жесткого защемления стоек понизу. Если же необходима проверка влияния податливости защемления на распределение усилий, то реакция от внешней нагрузки может быть определена по формуле (рис. 6.104)

$$R'_B = R_B - \frac{M + QH_f}{H + H_f + \dfrac{C}{r_{11}(H + H_f)}}, \quad (6.195)$$

где R_B, M и Q — реакция связи и усилия от внешней нагрузки по обрезу фундамента, вычисленные без учета податливости заделки; r_{11} — реакция связи от единичного смещения верха колонны при ее жестком защемлении; $C = kI_f$ — характеристика жесткости заделки (k — коэффициент постели; I_f — момент инерции подошвы фундамента).

Реакцию связи от единичного смещения верха стойки с учетом податливости заделки определяют по формуле

$$r'_{11} = \frac{r_{11}}{1 + \dfrac{r_{11}}{C}(H + H_f)^2}. \quad (6.196)$$

Расчетная схема однопролетного поперечника показана на рис. 6.105, *а*. Вначале определяют усилия в стойках без учета пространственной работы здания, выполняя расчет по методу перемещений. Основная система показана на рис. 6.105, *б*.

В соответствии с общим уравнением метода перемещений (6.182), уравнение для определения неизвестного смещения верха стоек имеет вид

$$Zr_{11} - R_B = 0, \quad (6.197)$$

откуда

$$Z = \frac{R_B}{r_{11}}. \quad (6.198)$$

Здесь $R_B = R_{B1} + R_{B2}$ — реакция связи от внешней нагрузки; $r_{11} = r_{11}^{(1)} + r_{11}^{(2)}$ — реакция связи от единичного смещения верха колонн.

По формуле (6.70)

$$r_{11}^{(1)} = \frac{3EI_{11}k_1^{(1)}}{H_1^3}; \quad (6.199)$$

$$r_{11}^{(2)} = \frac{3EI_{21}k_1^{(2)}}{H_2^3}, \quad (6.200)$$

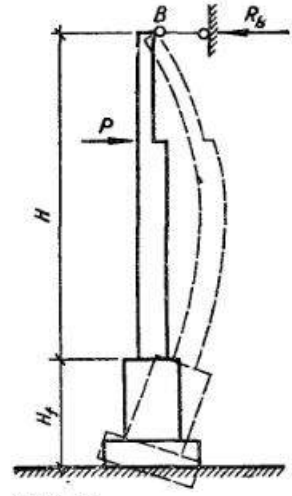


Рис. 6.104. Расчетная схема стойки.

где $k_1^{(1)}$ и $k_1^{(2)}$ — коэффициенты, определяемые по формуле (6.66) с подстановкой геометрических соотношений стоек 1 и 2 (для сплошных стоек при этом $k_3 = 0$).

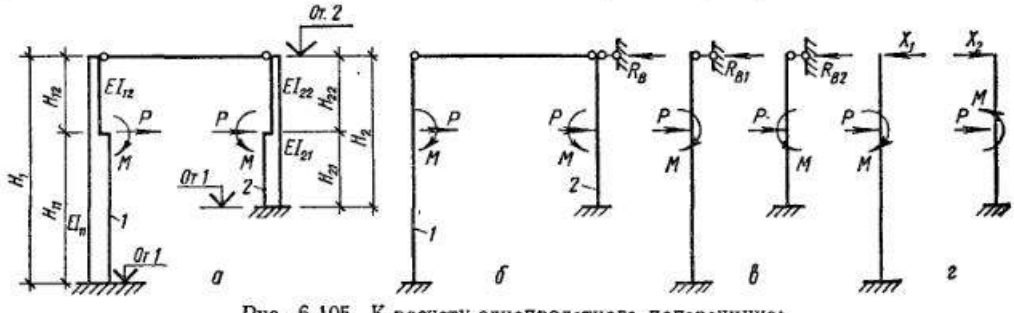


Рис. 6.105. К расчету однопролетного поперечника:

а — расчетная схема; *б* — основная система; *в* — к определению реакций R_{B1} и R_{B2}; *г* — к определению усилий в стойках; От. 1 — отметка обреза фундаментов; От. 2 — отметка верха колонн.

Реакции R_{B1} и R_{B2} (рис. 6.105, *в*) определяют по формулам (6.72) ... (6.84) с подстановкой соответствующих величин.

После определения смещения Z усилия в стойках могут быть определены по формуле (6.194). Однако удобно предварительно найти усилия X_1 и X_2, приложенные к верху стоек, а затем вычислить усилия в стойках как в консолях, загруженных внешней нагрузкой и силой X_1 или X_2 (рис. 6.105, *г*). Положительные направления усилий X, так же как и реакций R_{B1} и R_{B2}, показаны на рис. 6.105, *б*, *в*, *г*.

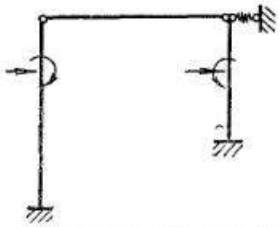


Рис. 6.106. Расчетная схема рамы при учете пространственной работы блока здания.

Используя принцип независимости действия сил, определяют значения X_1 и X_2 раздельно от нагрузок, действующих на каждую из стоек.

При действии внешней нагрузки только на стойку 1:

$$X_1^{(1)} = R_{B1} - Zr_{11}^{(1)} = R_{B1}\left(1 - \frac{r_{11}^{(1)}}{r_{11}}\right) = R_{B1}(1 - \eta_1); \quad (6.201)$$

$$X_2^{(1)} = Zr_{11}^{(2)} = R_{B1}\frac{r_{11}^{(2)}}{r_{11}} = R_{B1}\eta_2. \quad (6.202)$$

При действии нагрузки только на стойку 2:

$$X_1^{(2)} = -Zr_{11}^{(1)} = -R_{B2}\eta_1; \quad (6.203)$$

$$X_2^{(2)} = -R_{B2} + Zr_{11}^{(2)} = -R_{B2}(1 - \eta_2). \quad (6.204)$$

Суммарные усилия X:

$$X_1 = X_1^{(1)} + X_1^{(2)} = R_{B1}(1 - \eta_1) - R_{B2}\eta_1; \quad (6.205)$$

$$X_2 = X_2^{(1)} + X_2^{(2)} = R_{B1}\eta_2 - R_{B2}(1 - \eta_2). \quad (6.206)$$

Коэффициенты η_1, η_2 иногда называют удельными сопротивлениями стоек сдвигу.

Нетрудно видеть, что $X_1^{(1)} = X_2^{(1)}$, $X_1^{(2)} = X_2^{(2)}$ и $X_1 = X_2$. Этого и следовало ожидать, так как X_1 и X_2 представляют собой одно и то же усилие.

Рассчитаем теперь поперечник с учетом влияния соседних рам (пространственная работа здания). Это влияние смоделируем введением в расчетную схему упругой связи, препятствующей смещению рамы (рис. 6.106). Поскольку ригель считается жестким, безразлично, к какому из узлов рамы присоединить эту связь.

Для определения неизвестного смещения рамы остается справедливым выражение (6.198), однако реакция от единичного смещения принимает иное значение

$$\bar{r}_{11} = r_{11}^{(1)} + r_{11}^{(2)} + r_{11}^{(j)}, \quad (6.207)$$

где $r_{11}^{(j)}$ — реакция введенной упругой связи от единичного смещения. Величину $\bar{r}_{11}$ можно также представить в виде

$$\bar{r}_{11} = c_s r_{11}, \quad (6.208)$$

где c_s — коэффициент, учитывающий пространственную работу здания.

Очевидно, что выражения (6.201) ... (6.206) останутся в силе, если заменить в них величины η величинами $\bar{\eta} = \eta/c_s$. Однако в этом случае X_1 — внутреннее усилие в ригеле, а X_2 — сумма (алгебраическая) внутреннего усилия в ригеле и реакции в упругой связи. Поэтому $X_1 \neq X_2$.

Для определения значения коэффициента c_s рассмотрим блок здания в целом (рис. 6.107). Пусть внешняя нагрузка приложена к поперечнику, расположенному на расстоянии a от оси симметрии блока. При единичном смещении верха колонн этого поперечника возникает реакция $\bar{r}_{11}$, приложенная по направлению перемещения. Очевидно, что сила $\bar{r}_{11}$ распределится между всеми рамами блока.

Если покрытие рассматривать как абсолютно жесткий диск, то усилие, приходящееся на каждую из рам, можно определить по известной формуле внецентренного сжатия. Тогда на загруженную раму приходится сила

$$R_1 = \bar{r}_{11}\left(\frac{1}{n} + \frac{a^2}{\sum_{i=1}^{n} a_i^2}\right), \quad (6.209)$$

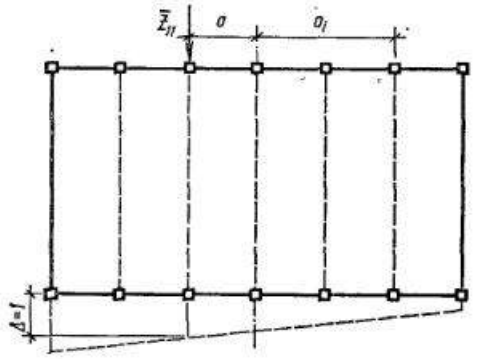


Рис. 6.107. К определению коэффициента c_s.

где n — общее количество поперечников в блоке; a_i — расстояние от оси симметрии до каждого из поперечников.

Но сила R_1 и представляет собой реакцию, вызванную единичным смещением одной только рассматриваемой рамы (т. е. $R_1 = r_{11}$), а потому

$$c_s = \frac{\bar{r}_{11}}{r_{11}} = \frac{1}{\frac{1}{n} + \frac{a}{\sum_{i=1}^{n} a_i^2}}. \quad (6.210)$$

Как отмечалось, при выводе формулы (6.209) предполагалось, что конструкция покрытия образует абсолютно жесткий диск, а нагрузка приложена только к рассматриваемой раме. В действительности соединения плит покрытия обладают определенной податливостью, а крановая нагрузка может воздействовать и на смежные рамы. Поэтому коэффициент пространственной работы принимают уменьшенным по сравнению с определенным по формуле (6.210):

$$c_s = \frac{m_1 m_2}{\frac{1}{n} + \frac{a^2}{\sum_{i=1}^{n} a_i^2}}. \qquad (6.211)$$

симметричный поперечник

$$X_1 = 1{,}5\,\frac{k_6}{H}\left[D_{\max} e_{12}\left(1 - \frac{1}{2c_s}\right) + 0{,}5 D_{\min} e_{22}\,\frac{1}{c_s}\right]; \qquad (6.214)$$

$$X_2 = 1{,}5\,\frac{k_6}{H}\left[0{,}5 D_{\max}\,\frac{e_{12}}{c_s} + D_{\min} e_{22}\left(1 - \frac{1}{2c_s}\right)\right]. \qquad (6.215)$$

Коэффициенты $k_6^{(1)}$, $k_6^{(2)}$, k_6 определяют в соответствии с формулой (6.74) с подстановкой соответствующих геометрических характеристик стоек.

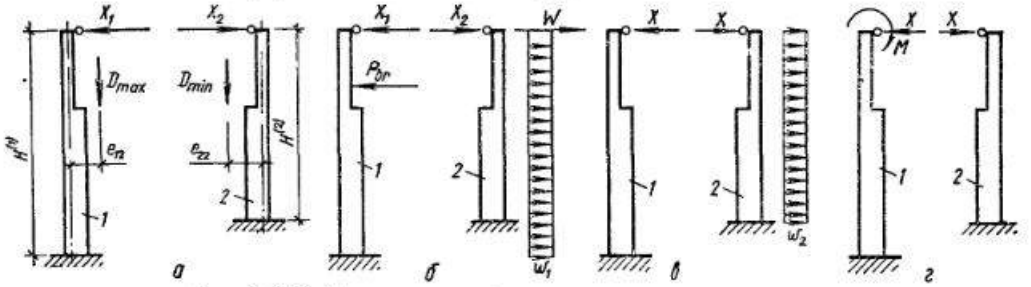


Рис. 6.108. Расчетные схемы поперечника при загружении:

а, б — крановыми нагрузками соответственно горизонтальной и вертикальной; *в* — ветровой нагрузкой; *г* — сосредоточенным моментом, приложенным к верхнему узлу стойки.

Коэффициент m_1, учитывающий податливость соединений плит покрытия, для сборных покрытий может быть принят равным 0,7. Если в пролете имеется только один кран, то $m_2 = 1$, в противном случае $m_2 \simeq 0{,}7$. Более точно этот коэффициент (при количестве кранов в пролете более одного) может быть определен по расчетной схеме, показанной на рис. 6.107, с учетом размещения в пределах блока нескольких нагрузок.

Используя полученные зависимости и привлекая формулы (6.73) ... (6.80), запишем выражения для определения усилий X_1 и X_2 от основных видов нагрузок (рис. 6.108). Положительное направление этих усилий соответствует показанному на рис. 6.105, *г*.

1. К поперечнику приложена вертикальная крановая нагрузка (рис. 6.108, *а*):

несимметричный поперечник

$$X_1 = 1{,}5\left[\frac{D_{\max} e_{12}}{H^{(1)}}\,k_6^{(1)}\,(1 - \bar{\eta}_1) + \frac{D_{\min} e_{22}}{H^{(2)}}\,k_6^{(2)}\bar{\eta}_1\right]; \qquad (6.212)$$

$$X_2 = 1{,}5\left[\frac{D_{\max} e_{12}}{H^{(1)}}\,k_6^{(1)}\bar{\eta}_2 + \frac{D_{\min} e_{22}}{H^{(2)}}\,k_6^{(2)}\,(1 - \bar{\eta}_2)\right]; \qquad (6.213)$$

2. К стойке 1 поперечника приложена нагрузка от поперечного торможения крана (рис. 6.108, *б*):

несимметричный поперечник

$$X_1 = -0{,}5 P_{br} k_8^{(1)}\,(1 - \bar{\eta}_1); \qquad (6.216)$$

$$X_2 = -0{,}5 P_{br} k_8^{(1)} \bar{\eta}_2; \qquad (6.217)$$

симметричный поперечник

$$X_1 = -0{,}5 P_{br} k_8\left(1 - \frac{1}{2c_s}\right); \qquad (6.218)$$

$$X_2 = -0{,}25 P_{br}\,\frac{k_8}{c_s}. \qquad (6.219)$$

Коэффициент $k_8^{(1)}$ определяют в соответствии с формулой (6.76) с подстановкой геометрических характеристик первой стойки.

3. К поперечнику приложена ветровая нагрузка (рис. 6.108, *в*):

несимметричный поперечник

$$X_1 = X_2 = \left(\frac{1}{8}\,w_1 H^{(1)} k_{12}^{(1)} + W\right)\eta_2 - \frac{1}{8}\,w_2 H^{(2)} k_{12}^{(2)} \eta_1; \qquad (6.220)$$

симметричный поперечник

$$X_1 = X_2 = 0{,}5\left[W + \frac{1}{8}\,H k_{12}\,(w_1 - w_2)\right]. \qquad (6.221)$$

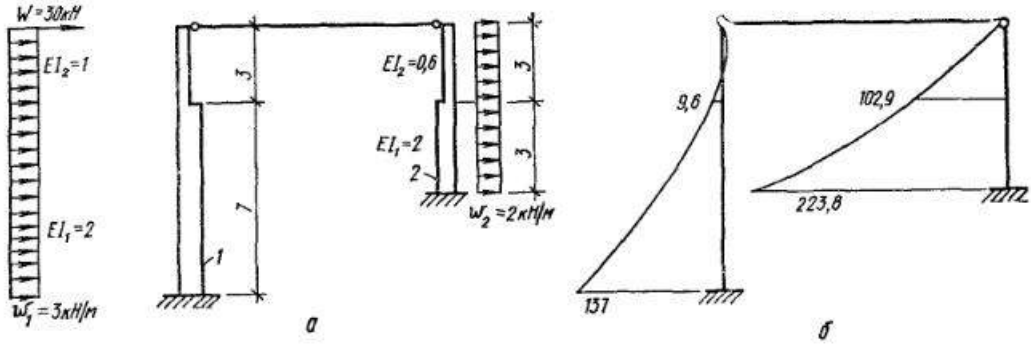


Рис. 6.109. К примеру расчета однопролетного поперечника на действие ветровой нагрузки:
а — расчетная схема; *б* — эпюра изгибающих моментов.

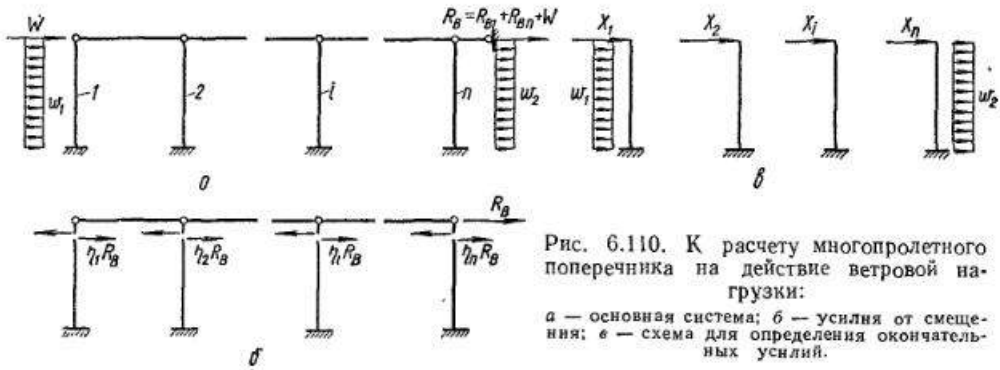


Рис. 6.110. К расчету многопролетного поперечника на действие ветровой нагрузки:
а — основная система; *б* — усилия от смещения; *в* — схема для определения окончательных усилий.

Коэффициенты $k_{12}^{(1)}$ и $k_{12}^{(2)}$ определяют в соответствии с формулой (6 80).

4. Ко всем поперечникам температурного блока в верхнем узле стойки *1* приложены сосредоточенные моменты (рис. 6.108, *г*):

несимметричный поперечник

$$X_1 = X_2 = 1{,}5\,\frac{M\eta_2}{H^{(1)}}\,k_5^{(1)}; \qquad (6.222)$$

симметричный поперечник

$$X_1 = X_2 = 0{,}75\,\frac{M}{H}\,k_5. \qquad (6.223)$$

Здесь коэффициенты $k_5^{(1)}$ и k_5 определяют в соответствии с формулой (6.73).

Пример 6.9. Дано: однопролетная несимметричная поперечная рама, загруженная ветровой нагрузкой (рис. 6.109).

Требуется определить изгибающие моменты в стойках рамы.

Расчет. По формулам (6.199) и (6.200) определяем $r_{11}^{(1)}$ и $r_{11}^{(2)}$.

Для стойки *1*: $k = EI_1/EI_2 = 2/1 = 2$ и $v = H_2/H = 3/10 = 0{,}3$. Тогда по формуле (6.67) $k_2^{(1)} = 0{,}3^3\,(2-1) = 0{,}081$; по формуле (6.66) при $k_3 = 0$ $k_1^{(1)} = \dfrac{1}{1+0{,}081} = 0{,}973$ и $r_{11}^{(1)} = \dfrac{3\cdot 2}{10^3}\cdot 0{,}973 = 5{,}84\cdot 10^{-3}$.

Для стойки *2*: $k = 2/0{,}6 = 3{,}33$; $v = 3/6 = 0{,}5$. Тогда $k_2^{(2)} = 0{,}5^3\,(3{,}33-1) = 0{,}292$, $k_1^{(2)} = \dfrac{1}{1+0{,}292} = 0{,}774$ и $r_{11}^{(2)} = \dfrac{3\cdot 2}{6^3}\times$ $\times\, 0{,}774 = 21{,}45\cdot 10^{-3}$.

Далее определим удельные сопротивления стоек сдвигу:

$$\eta_1 = \frac{5{,}84}{5{,}84+21{,}45} = 0{,}214;$$

$$\eta_2 = \frac{21{,}45}{5{,}84+21{,}45} = 0{,}786.$$

По формуле (6.80) определяем коэффициенты $k_{12}^{(1)}$ и $k_{12}^{(2)}$, используя ранее вычисленные значения k, v, $k_1^{(1)}$ и $k_1^{(2)}$, $k_2^{(1)}$ и $k_2^{(2)}$: $k_{12}^{(1)} = 3\,(1+$ $+\,0{,}3\cdot 0{,}081)\cdot 0{,}973 = 2{,}970$; $k_{12}^{(2)} = 3\,(1+$ $+\,0{,}5\cdot 0{,}292)\cdot 0{,}774 = 2{,}973$.

Подставляя полученные значения k_{12} в формулу (6.220), находим усилие в ригеле поперечника $X = \left(\dfrac{1}{8}\cdot 3{,}0\cdot 10\cdot 2{,}970 + 30\right)\times$ $\times\, 0{,}786 - \dfrac{1}{8}\cdot 2\cdot 6\cdot 2{,}973\cdot 0{,}214 =$ $= 31{,}3$ кН, после чего определяем изгибающие моменты в стойках. В их нижних сечениях: $M_1 = (31{,}3 - 30)\cdot 10 - 0{,}5\cdot 3{,}0\cdot 10^2 =$ $= -137$ кН · м; $M_2 = -31{,}3\cdot 6 - 0{,}5\cdot 2\times$

$\times 6^2 = -223{,}8$ кН · м. Окончательная эпюра моментов приведена на рис. 6.109, *б*.

Расчет многопролетных поперечников с ригелями в одном уровне на действие ветровой нагрузки (рис. 6.110) принципиально ничем не отличается от соответствующего расчета однопролетной поперечной рамы: задача решается методом перемещений; для расчета удобно найти предварительно усилия, приложенные к верху стоек (здесь разрезы удобнее провести не по ригелю, а по верху стоек — см. рис. 6.110, *б*).

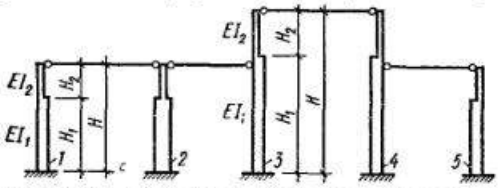


Рис. 6.111. Расчетная схема многопролетного поперечника с ригелями в разных уровнях.

Эти усилия (их положительное направление показано на рис. 6.110, *в*) определяют по формулам:

$$X_1 = -R_{B1} + R_B\eta_1; \qquad (6.224)$$

$$X_2 = R_B\eta_2; \qquad (6.225)$$

$$X_i = R_B\eta_i; \qquad (6.226)$$

. . . . . .

$$X_n = -R_{Bn} + R_B\eta_n. \qquad (6.227)$$

Удельное сопротивление сдвигу i-й стойки определяют по формуле

$$\eta_i = \frac{r_{11}^{(i)}}{r_{11}}, \qquad (6.228)$$

где реакция связи от единичного смещения r_{11} представляет собой сумму реакций $r_{11}^{(i)}$, вызванных единичным смещением верха каждой из колонн, входящих в поперечник. Значения $r_{11}^{(i)}$ вычисляют по формуле (6.199) или (6.200) с подстановкой соответствующих геометрических характеристик каждой из стоек.

Реакция связи от внешней нагрузки, как и для однопролетного поперечника, представляет собой сумму

$$R_B = R_{B1} + R_{Bn} + W; \qquad (6.229)$$

реакции от внешней нагрузки на первую (R_{B1}) и n-ю (R_{Bn}) стойки определяют по формуле (6.80).

После того как получены значения X_i, находят изгибающие моменты и перерезывающие силы во всех колоннах по схеме, показанной на рис. 6.110, *в*.

Аналогично можно рассчитать поперечник и на действие крановых нагрузок. Однако вычисления показывают, что при учете пространственной работы здания усилия X, приложенные к верху нагруженных колонн, оказываются практически такими же, как и реакции колонн, шарнирно-неподвижно опертых поверху. Поэтому расчет на крановую нагрузку многопролетных поперечников при количестве стоек три и более разрешается производить без учета смещения верха колонн. Допускается также не учитывать смещение верха колонн при определении усилий от веса покрытия и стен. Расчет поперечников в этих случаях сводится к расчету отдельных стоек с нижними защемленными и верхними шарнирно опертыми концами на действие непосредственно приложенных к ним нагрузок.

Без учета смещения верха колонн на действие указанных выше нагрузок рассчитывают и многопролетный поперечник с ригелями в разных уровнях (рис. 6.111). При этом колонны, к которым ригели примыкают в одном уровне, рассчитывают как и в предыдущем случае. Колонны, к которым ригели примыкают в разных уровнях, рассчитывают по схеме, показанной на рис. 6.112, *а*. Расчет по указанной схеме производят методом сил. При этом целесообразно принять основную статически неопределимую систему, показанную на рис. 6.112, *б*. Реакции, которые необходимо иметь для построения эпюры моментов в такой основной системе (рис. 6.112, *в*, *г*), определяют по формулам (6.76) ... (6.78).

Изгибающие моменты в стойке определяют по формуле

$$M = M_p + XM_1, \qquad (6.230)$$

где M_p — изгибающий момент в основной системе от внешней нагрузки; M_1 — то же, от единичного значения неизвестного X.

Неизвестное значение усилия X определяют из уравнения

$$X\delta_{11} + \Delta_{1p} = 0. \qquad (6.231)$$

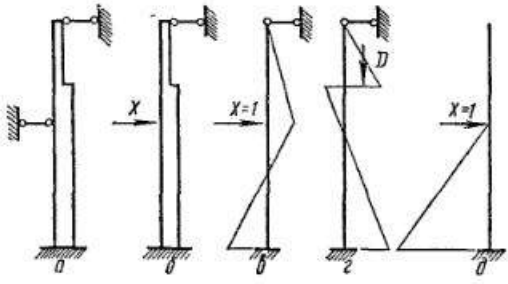


Рис. 6.112. Схема расчета стойки многопролетного поперечника с ригелями в разных уровнях:
а — расчетная схема стойки; *б* — основная система; *в*, *г* — эпюры моментов в основной системе от единичного неизвестного и крановой нагрузки соответственно; *д* — эпюра моментов в консольной стойке от $X = 1$.

Перемещения Δ_{1p} и δ_{11} находят по правилам строительной механики. При этом эпюры M_1 и M_p (рис. 6.112, *в*, *г*) целесообразно перемножать на эпюру M_1, построенную для вспомогательной основной статически определимой системы — консольной стойки (рис. 6.112, *д*).

Расчет поперечника с ригелями в разных уровнях на действие ветровой нагрузки рекомендуется производить комбинированным методом.

Основная статически неопределимая система метода сил представляет собой группу поперечников с ригелями в одном уровне. Такая система может быть получена, если разрезать ригель повышенного пролета у стоек, объединяющих пролеты разной высоты (рис. 6.113).

Усилия в основной системе от внешней нагрузки и единичного неизвестного могут быть определены на основе метода перемещений с помощью приведенной методики расчета поперечников с ригелями в одном уровне.

После того как указанные усилия определены, находят коэффициенты системы уравнений

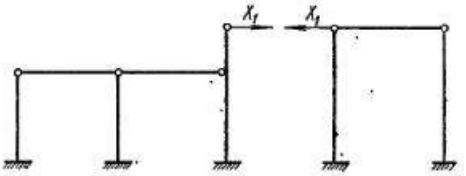


Рис. 6.113. Основная система при расчете поперечника на действие ветровой нагрузки.

(6.177) (для поперечника, показанного на рис. 6.113, система вырождается в уравнение вида (6.231) и определяют неизвестные метода сил. Окончательно усилия в элементах поперечника вычисляют по формуле (6.180), имея в виду, что S_p^0 и $\overline{S}_i$ — это усилия в основной статически неопределимой системе.

Перемещения δ_{ik} и Δ_{ip} могут быть получены, как обычно, перемножением соответствующих эпюр моментов в основной системе. Однако их можно получить и другим, более простым, путем.

Рассмотрим поперечник, показанный на рис. 6.113. Обозначим через δ'_{11}, Δ'_{1p} и δ''_{11}, Δ''_{1p} перемещения, обусловленные деформациями левой и правой части рамы соответственно. Очевидно, что

$$\delta_{11} = \delta'_{11} + \delta''_{11} \tag{6.232}$$

и

$$\Delta_{1p} = \Delta'_{1p} + \Delta''_{1p}. \tag{6.233}$$

Перемещения δ''_{11} и Δ''_{1p} представляют собой смещения верха правой рамы основной системы соответственно от единичного неизвестного и внешней нагрузки. Поэтому

$$\delta''_{11} = -Z''_1 \tag{6.234}$$

и

$$\Delta''_{1p} = -Z''_p, \tag{6.235}$$

где Z''_1, Z''_p — неизвестные, определяемые по формуле (6.198) при расчете правой рамы методом перемещений на действие единичного усилия и внешней нагрузки.

Перемещения δ'_{11} и Δ'_{1p} представляют собой линейные смещения верха левой от разреза колонны (рис. 6.114). Указанное смещение можно представить в виде

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 + \delta_3 \tag{6.236}$$

(здесь δ — δ'_{11} или Δ'_{1p}).

Первый компонент δ_1 — это смещение точки B, т. е. неизвестное Z', получаемое в результате расчета левой рамы методом перемещений; таким образом,

$$\delta_1 = Z'. \tag{6.237}$$

Второй компонент — смещение точки C, обусловленное поворотом сечения в точке B,

$$\delta_2 = \theta_B H'_2. \tag{6.238}$$

Угол поворота θ_B, в свою очередь, обусловлен смещением связи Z' и нагрузкой,

$$\theta_B = \theta_{Bz} + \theta_{Bp}. \tag{6.239}$$

Угол поворота θ_{Bz} определяют по формуле

$$\theta_{Bz} = \frac{3}{2} \cdot \frac{Z'}{H} k'_5, \tag{6.240}$$

где k'_5 — значение коэффициента k_5 [см. формулу (6.73)] при $e/e_2 = 0$.

Угол поворота от нагрузки — изгибающего момента, приложенного в точке B — θ_{Bp}, определяемый по формуле

$$\theta_{Bp} = \frac{MH}{4EI_1} k_{17}, \tag{6.241}$$

где

$$k_{17} = k_1 [1 + 2(k-1)v(2 - 3v + 2v^2) + (k-1)^2 v^4]; \tag{6.242}$$

$$M = X_1 H'_2 \tag{6.243}$$

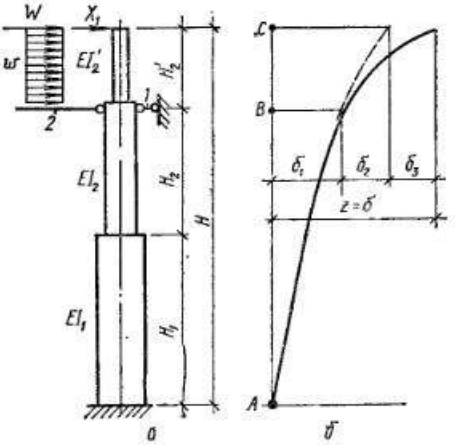


Рис. 6.114. К определению смещения верха колонны:

а — основная система; *б* — компоненты смещения: *1* — фиктивная связь; *2* — ригель.

или

$$M = \frac{wH_2^2}{2} + WH'_2; \tag{6.244}$$

k_1 — коэффициент, вычисляемый по формуле (6.66).

Наконец, компонент δ_3 представляет собой прогиб консоли вылетом H_2. При действии со-

средоточенной силы P ($P = X$ или $P = W$)

$$\delta_3 = \frac{PH_2'^3}{3EI_2'}; \qquad (6.245)$$

при действии распределенной нагрузки

$$\delta_3 = \frac{wH_2'^4}{8EI_2'}. \qquad (6.246)$$

Аналогично перемещения δ_{1k} могут быть вычислены и для любого другого поперечника с ригелями в разных уровнях.

К стойке *3* внешняя нагрузка не приложена. Однако при расчете на действие усилия $X = 1$ на эту систему (стойку) действует изгибающий момент $M = 1{,}0H_2' = 1 \cdot 3 = 3$, приложенный к верху стойки. Для определения реакции R_B' от этого момента по формуле (6.73) при $e/e_2 = 0$ находим $k_5'^{(3)} = 0{,}889 \cdot [1 + (2 - 1) \cdot 0{,}5^2] = 1{,}111$.

Для стойки *3* необходимо также вычислить коэффициент k_{17}. По формуле (6.242) $k_{17}^{(3)} = 0{,}889\,[1 + 2\ (2 - 1) \cdot 0{,}5\ (2 - 3 \cdot 0{,}5 + 2 \cdot 0{,}5^2) + (2 - 1)^2\, 0{,}5^4] = 1{,}834$.

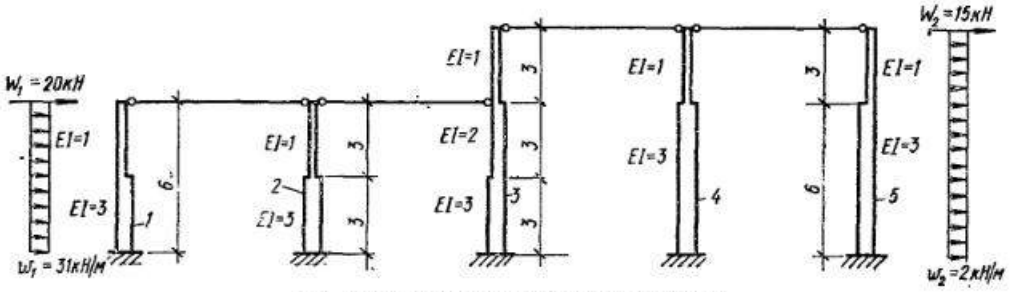


Рис. 6.115. Расчетная схема поперечника:
1...5 — стойки.

Пример 6.10. Дано: многопролетная поперечная рама, загруженная ветровой нагрузкой (рис. 6.115).

Требуется определить изгибающие моменты в стойках рамы.

Расчет. Основную систему получим, разрезав ригель между стойками *3* и *4*. Определим усилия в образовавшихся рамах от внешней нагрузки и единичного неизвестного $X = 1$.

Прежде всего, определяем удельное сопротивление сдвигу стоек 1...3 и реакции $r_{11}^{(i)}$, а также коэффициенты, необходимые для вычисления R_B', θ_{Bz} и θ_{Bp}.

Стойка *1*. $k = \frac{3}{1} = 3$; $v = \frac{3}{6} = 0{,}5$;

$$k_1^{(1)} = \frac{1}{1 + (3 - 1)\,0{,}5^3} = 0{,}8; \qquad r_{11}^{(1)} = \frac{3{,}0 \cdot 3}{6^3} \cdot 0{,}8 = 0{,}0333.$$

К стойке *1* приложена внешняя распределенная нагрузка. Поэтому по формуле (6.80) находим $k_{12}^{(1)} = 3 \cdot 0{,}8\,[1 + (3 - 1)\ 0{,}5^4] = 2{,}70$.

Стойка *2* идентична стойке *1*, поэтому $r_{11}^{(2)} = r_{11}^{(1)}$.

Стойка *3*. $k = \frac{4}{2} = 2$; $v = \frac{3}{6} = 0{,}5$;

$$k_1^{(3)} = \frac{1}{1 + (2 - 1)\,0{,}5^3} = 0{,}889; \qquad r_{11}^{(3)} = \frac{3 \cdot 4}{6^3} \cdot 0{,}889 = 0{,}0494.$$

Реакция левой от разреза рамы от единичного смещения $r_{11}' = 2 \cdot 0{,}0333 + 0{,}0494 = 0{,}1160$; коэффициенты удельного сопротивления стоек сдвигу

$$\eta_1 = \eta_2 = \frac{0{,}0333}{0{,}1160} = 0{,}287;$$

$$\eta_3 = \frac{0{,}0494}{0{,}1160} = 0{,}426.$$

Далее определяем реакции связи от нагрузки. При расчете на действие единичного неизвестного $X = 1$

$$R_{B3} = \frac{3}{2} \cdot \frac{3}{6} \cdot 1{,}111 = 0{,}833; \quad R_B'^{(1)} = 1 + R_{B3} = 1{,}833;$$

при расчете на действие внешней нагрузки

$$R_{B1} = \frac{1}{8} \cdot 3 \cdot 6 \cdot 2{,}70 = 6{,}075; \quad R_B'^{(p)} = W_1 + R_{B1} = 20 + 6{,}075 = 26{,}075.$$

Находим линейное смещение верха левой рамы от действия единичного неизвестного $Z_1' = \frac{1{,}833}{0{,}1160} = 15{,}798$ и от внешней нагрузки $Z_p' = \frac{26{,}075}{0{,}1160} = 224{,}69$.

Дальнейший расчет: по формулам (6.224) ... (6.227) определяем горизонтальные усилия, приложенные к верху стоек, а затем вычисляем изгибающие моменты в стойках. Эпюры M_1 и M_p в основной системе показаны на рис. 6.116, *а*, *б*.

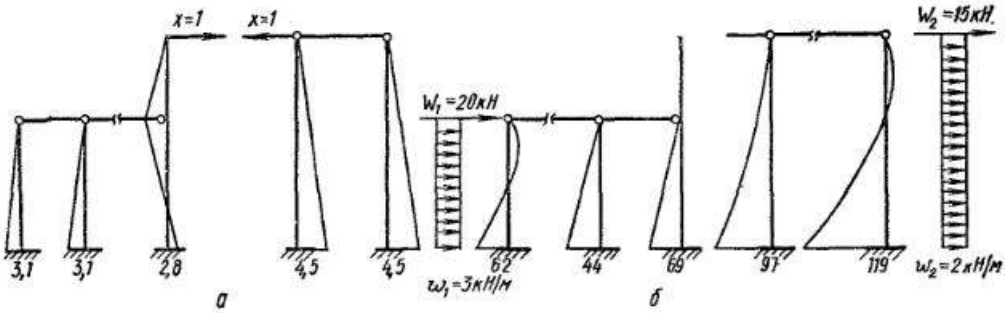


Рис. 6.116. Эпюры изгибающих моментов в основной системе:
а — от действия усилия $X = 1$; *б* — от ветровой нагрузки

Аналогично рассчитываем правую раму, при этом

$$Z_1'' = -\frac{1}{0{,}0230} = -43{,}50;$$

$$Z_p'' = \frac{21{,}439}{0{,}0230} = 932{,}62.$$

Определим теперь перемещения δ_{11}' и Δ_{1p}'. По формулам (6.240) и (6.241) при действии нагрузки $X = 1$

$$\theta_{Bz,1} = \frac{3}{2} \cdot \frac{15{,}798}{6{,}0} \cdot 1{,}111 = 4{,}389;$$

$$\theta_{Bp,1} = \frac{3 \cdot 6}{4 \cdot 4} \cdot 1{,}834 = 2{,}059 \text{ и}$$

$$\theta_{B,1} = 4{,}389 + 2{,}059 = 6{,}448.$$

Тогда, по формуле (6.238)

$$\delta_2' = 6{,}448 \cdot 3 = 19{,}344.$$

В соответствии с формулой (6.245) $\delta_3' = \frac{1 \cdot 3^3}{3 \cdot 1} = 9$.

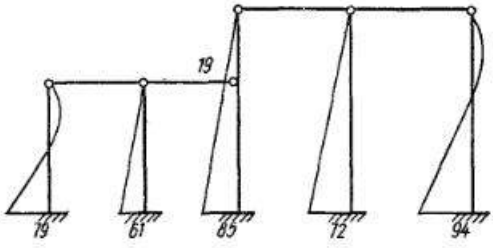


Рис. 6.117. Эпюра изгибающих моментов в стойках поперечника.

Подставив вычисленные значения в формулу (6.236) получим $\delta_{11}' = 15{,}798 + 19{,}344 + 9 = 44{,}142$.

При расчете на действие ветровой нагрузки:

$$\theta_{Bp,p} = 0;\ \theta_{B,1} = \theta_{Bz,p} = \frac{3 \cdot 224{,}69}{2 \cdot 6{,}0} \times$$

$$\times\ 1{,}111 = 62{,}414;\quad \delta_2' = 3 \cdot 62{,}414 = 187{,}24;$$

$$\delta_3' = 0,$$

Тогда $\Delta_{1p}' = 224{,}69 + 187{,}24 = 411{,}93$.

Согласно формулам (6.234) и (6.235) $\delta_{11}'' = 43{,}50$ и $\Delta_{1p}'' = -932{,}61$.

Следовательно, $\delta_{11} = 44{,}142 + 43{,}50 = 87{,}642$; $\Delta_{1p} = 411{,}93 - 932{,}61 = -520{,}68$, откуда $X = \frac{520{,}68}{87{,}642} = 5{,}941$ кН.

Умножая эпюру M_1 в основной системе на значение неизвестного и складывая результат с эпюрой M_p, получаем окончательную эпюру изгибающих моментов в стойках поперечника (рис. 6.117).

Усилия в рамах одноэтажных производственных зданий могут возникать не только от действия внешних нагрузок, но и от температурных воздействий. Расчет на температурные воздействия необходим, если в покрытии применяют преднапряженные конструкции, к трещиностойкости которых предъявляют требования 1-й и 2-й категории. При использовании в покрытии других конструкций расчет на температурные воздействия следует производить только тогда, когда расстояния между температурными швами превышают приведенные в табл. 1.5.

Температурные воздействия на каркас здания обусловливаются изменением температуры по сравнению с температурой в момент закрепления конструкций. Это изменение обычно характеризуют температурным перепадом

$$\Delta T = T_{ser} - T_f, \qquad (6.247)$$

где T_{ser} — температура воздуха, принимаемая для отапливаемых зданий равной расчетной температуре воздуха внутри здания; для неотапливаемых зданий T_{ser} равна средней температуре наружного воздуха наиболее холодной пятидневки, либо средней температуре в 13 ч дня самого жаркого месяца в районе строительства; T_f — температура воздуха в момент окончательного закрепления горизонтальных конструкций к колонне (может быть принята равной средней температуре воздуха за три самых холодных или жарких месяца в районе строительства).

Для назначения средней температуры воздуха следует пользоваться данными СНиП II-1-82. В расчете следует учитывать наиболее невыгодное значение температурного перепада.

При расчете каркаса на температурные воздействия, как правило, учитывают только тем-

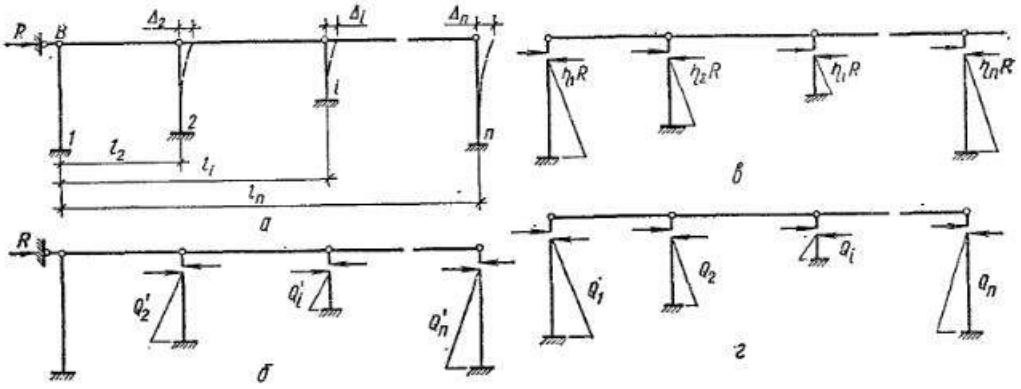


Рис. 6.118. К расчету многопролетного поперечника на температурные воздействия:
а — деформации в основной системе; *б* — эпюра моментов в основной системе; *в* — эпюра моментов от смещения узла *B*; *г* — окончательная эпюра моментов.

пературные деформации продольных конструкций. Их упругие деформации, а также упругие деформации вертикальных связей обычно не учитывают.

При определении горизонтальных смещений сечений колонн жесткость последних следует определять с учетом влияния трещинообразования и деформаций ползучести. Приближенно это влияние можно учесть снижением приведенной (к бетону) жесткости колонн вдвое; более точно оно учитывается при использовании методики расчета, изложенной ниже.

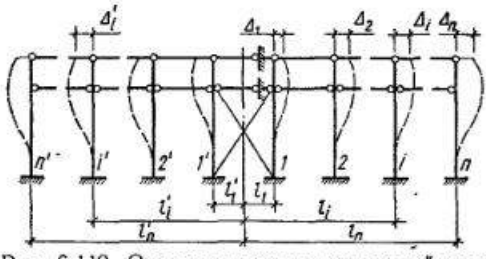


Рис. 6.119. Основная система продольной рамы каркаса здания, оборудованного мостовыми кранами.

Многопролетные поперечники рассчитывают на температурные воздействия, как и на действие внешних нагрузок, методом деформаций при основной системе, показанной на рис. 6.118, *а*.

При увеличении температуры верхние концы стоек в основной системе получат смещения

$$\Delta_i = \alpha_T \Delta T l_i, \qquad (6.248)$$

где α_T — коэффициент линейного расширения материала конструкции (см. гл. 1).

Соответственно усилия, приложенные к верху стоек (их положительное направление показано на рис. 6.118, *б*), определяют так:

$$Q_i' = \alpha_T \Delta T l_i r_{11}^{(i)}. \qquad (6.249)$$

Реакции от единичных смещений целесообразно вычислять с учетом податливости основания по формуле (6.196); входящая в эту формулу реакция без учета поворота фундамента, как и в предыдущих случаях, может быть найдена по формуле (6.199) с подстановкой геометрических характеристик соответствующей колонны.

Очевидно, что реакция связи

$$R_B = -\sum_{i=1}^{n} Q_i' = -\alpha_T \Delta T \sum_{i=1}^{n} r_{11}^{(i)} l_i, \qquad (6.250)$$

а линейное смещение узла *B*, согласно формуле (6.198),

$$Z = -\frac{\alpha_T \Delta T \sum_{i=1}^{n} r_{11}^{(i)} l_i}{\sum_{i=1}^{n} r_{11}^{(i)}}. \qquad (6.251)$$

Тогда усилия от смещения узла *B* (см. рис. 6.118, *в*)

$$Q_{iz} = Z r_{11}^{(i)} = -\alpha_T \Delta T \sum_{i=1}^{n} r_{11}^{(i)} l_i \frac{r_{11}^{(i)}}{\sum_{i=1}^{n} r_{11}^{(i)}} =$$

$$= -\alpha_T \Delta T \eta_i \sum_{i=1}^{n} r_{11}^{(i)} l_i. \qquad (6.252)$$

Полные усилия в стойках получают, суммируя усилия в основной системе с усилиями от смещения Z:

$$Q_i = Q_i' + Q_{iz} = \alpha_T \Delta T \left[r_{11}^{(i)} l_i - \eta_i \sum_{i=1}^{n} r_{11}^{(i)} l_i \right]. \qquad (6.253)$$

Для симметричных поперечников расчет упрощается и усилия Q_i находят непосредственно по формуле (6.249); расстояния l_i при этом отсчитывают от оси симметрии.

Расчет на температурные воздействия продольных рам бескрановых цехов без вертикаль-

ных связей ничем не отличается от рассмотренного расчета многопролетных поперечников.

При расчете продольных рам производственных зданий, оборудованных мостовыми кранами, фиктивную связь вводят по оси пролета с вертикальными связями (рис. 6.119). Каждая из стоек в основной системе деформируется по схеме, показанной на рис. 6.120, *б*, причем смещение опор B и C i-й стойки определяют по формуле (6.248), где l_i отсчитывают от точки закрепления (оси симметрии).

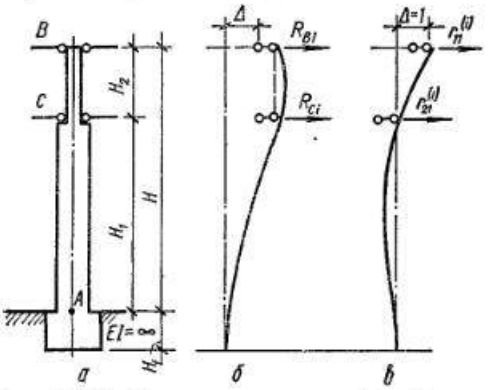


Рис. 6.120. К определению усилий, действующих на стойку продольной рамы:

а — расчетная схема стойки; *б* — изгиб стойки в основной системе; *в* — то же, при смещении верха стойки.

Чтобы определить действующие на стойку усилия, воспользуемся методом сил. Система разрешающих уравнений имеет вид:

$$\left.\begin{aligned} X_1\delta_{11} + X_2\delta_{12} &= \Delta \\ X_1\delta_{12} + X_2\delta_{22} &= \Delta \end{aligned}\right\}, \qquad (6.254)$$

где $X_1 = R_{Bi}$ и $X_2 = R_{Ci}$ (положительное направление этих усилий показано на рис. 6.120, *б*).

Вычисляя по общим правилам строительной механики коэффициенты уравнений (6.254) и решая систему, после некоторых преобразований получим:

$$R_{Bi} = -\frac{4{,}5EI_{1i}}{H_i^3}\Delta k_{18}; \qquad (6.255)$$

$$R_{Ci} = \frac{3EI_{1i}}{H_i^3}\Delta k_{19}, \qquad (6.256)$$

где

$$k_{18} = k_{20}\left[u^2 + 2\frac{EI_{1i}}{CH_i}(u+m)\right]; \qquad (6.257)$$

$$k_{19} = k_{20}\left[1{,}5u(1+v) + kv^2 + 3\frac{EI_1}{CH_i}(1+m)\right]; \qquad (6.258)$$

$$k_{20} = \frac{1}{v\left\{u^3(0{,}75u+kv) + \frac{3EI_{1i}}{CH_i}[u^2 + mu(2+u) + m^2(1+2u) + (k-1)(u+m)^2v]\right\}}. \qquad (6.259)$$

В формулах (6.257) ... (6.259), как и прежде, обозначено $v = H_{2i}/H_i$; $u = H_{1i}/H_i$; $k = \frac{EI_1}{EI_2}$ и, кроме того, $m = H_{fi}/H_i$; коэффициент C имеет то же значение, что и в формуле (6.195).

При выводе указанных формул учитывалась податливость защемления (считалось, что угол поворота фундамента пропорционален действующему по его подошве изгибающему моменту). Чтобы выполнить расчет без учета податливости основания, т. е. в предположении жесткой заделки колонн, достаточно, чтобы $C = \infty$ и, следовательно, $\frac{EI_{1i}}{CH_i} = 0$.

В рамах, симметричных относительно пролета со связями, усилия, определенные по формулам (6.255) и (6.256), являются окончательными. Эпюра изгибающих моментов в стойках рамы от этих усилий показана на рис. 6.121, *а*.

При расчете рам с несимметричным расположением вертикальных связей необходимо учесть дополнительные усилия, возникающие от смещения фиктивной связи. Если пренебречь упругими деформациями вертикальных связей, то смещаться может только фиктивная связь, введенная в уровне покрытия. Величина этого смещения может быть определена по формуле (6.198).

Для определения реакции от единичного смещения верха i-й колонны рассмотрим схему, показанную на рис. 6.120, *а*, *в*. Система уравнений метода сил в этом случае имеет вид:

$$\left.\begin{aligned} X_1\delta_{11} + X_2\delta_{12} &= 1 \\ X_1\delta_{12} + X_2\delta_{22} &= 0 \end{aligned}\right\}, \qquad (6.260$$

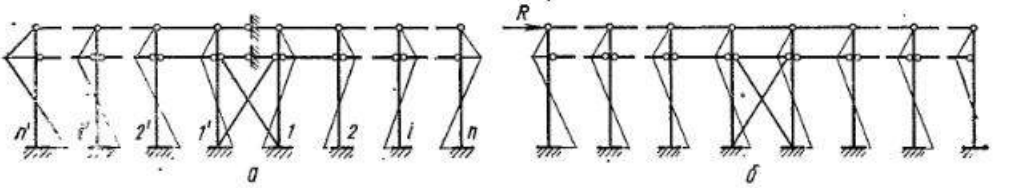


Рис. 6.121. Эпюры изгибающих моментов в стойках продольной рамы от температурных [illegible] действий:

а — в основной системе (окончательная для рам с симметричным расположением связей); *б* — от [illegible] щений фиктивной связи.

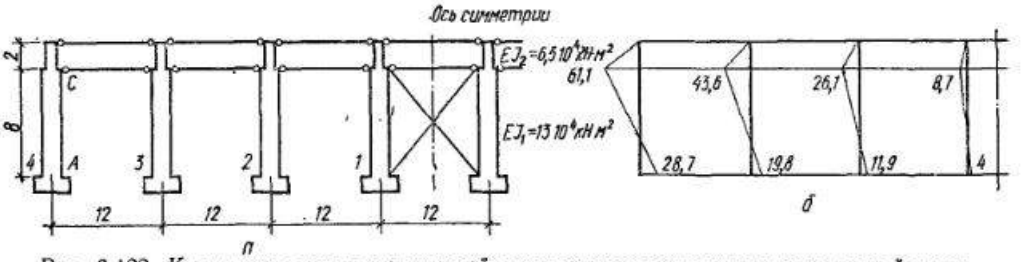


Рис. 6.122. К примеру расчета продольной рамы каркаса на температурные воздействия:
а — расчетная схема; *б* — эпюра изгибающих моментов.

где $X_1 = r_{11}^{(i)}$, $X_2 = r_{12}^{(i)}$. Решая эту систему, найдем:

$$r_{11}^{(i)} = \frac{3EI_{1i}}{H_i^3} k_{21}; \qquad (6.261)$$

$$r_{21}^{(i)} = -\frac{EI_{1i}}{H_i^3} k_{22}, \qquad (6.262)$$

где

$$k_{21} = \frac{1}{v} \cdot k_{20} \left[u^3 + \frac{3EI_{1i}}{CH_i} (u+m)^2 \right]; \qquad (6.263)$$

$$k_{22} = \frac{1}{v} k_{20} \left[u^2 (1+0{,}5v) + \frac{3EI_{1i}}{CH_i} (1+m)(u+m) \right]. \qquad (6.264)$$

После вычисления значений $r_{11}^{(i)}$ реакцию рамы от единичного смещения r_{11} находим как сумму указанных величин.

Реакцию фиктивной связи определяют как алгебраическую сумму реакций, действующих на левую и правую (от точки фиктивного закрепления) части рамы. Каждую их составляющую вычисляют по формуле вида (6.250), причем при положительном температурном перепаде знак «+» имеет реакция, приложенная к левой части рамы.

Если r_{11} и R вычислены и смещение Z определено, усилия в стойках от смещения связи находят, как обычно, в методе перемещений, по формулам

$$\left.\begin{aligned} R_{Bz} &= Zr_{11} \\ R_{Cz} &= Zr_{12} \end{aligned}\right\}. \qquad (6.265)$$

Эпюра моментов от сил R_z (построенная в предположении, что $|R_r| > |R_l|$) показана на рис. 6.121, *б*.

Окончательно усилия в раме с несимметрично расположенными связями получают суммированием усилий в основной системе с усилиями R_z.

Пример 6.11. Д а н о: продольная рама производственного здания (рис. 6.122, *а*) испытывает температурные воздействия; температурный перепад $\Delta T = +40°$; жесткость фундамента $C = 3{,}43 \cdot 10^4$ кН · м.

Требуется определить изгибающие моменты в стойках рамы.

Р а с ч е т. Вследствие симметрии рамы смещение осн вертикальных связей невозможно и усилия в стойках определяем непосредственно по формулам (6.255) н (6.256).

Определнм деформации стоек от температурного расшнрения продольных конструкцнй. Согласно формуле (6.248) $\Delta_1 = 6 \cdot 1 \cdot 10^{-5} \times 40 = 0{,}0024$ м, $\Delta_2 = 18 \cdot 1 \cdot 10^{-5} \cdot 40 = 0{,}0072$ м, $\Delta_3 = 30 \cdot 1 \cdot 10^{-5} \cdot 40 = 0{,}0120$ м, $\Delta_4 = 42 \cdot 1 \cdot 10^{-5} \cdot 40 = 0{,}0168$ м.

Все стойки рамы имеют одинаковые геометрические характеристикн. Для них $k = 13 \times 10^4/6{,}5 \cdot 10^4 = 2$; $v = 2/10 = 0{,}2$; $u = 0{,}8$; $m = 2{,}5/10 = 0{,}25$. Тогда по формулам (6.259), (6.257), (6.258)

$$\frac{1}{k_{20}} = 0{,}2 \left\{ 0{,}8^3 (0{,}75 \cdot 0{,}8 + 2 \cdot 0{,}2) + 3 \frac{13 \cdot 10^4}{10 \cdot 3{,}43 \cdot 10^4} [0{,}8^2 + 0{,}25 \cdot 0{,}8 \times (2 + 0{,}8) + 0{,}25^2 (1 + 2 \cdot 0{,}8) + (2-1)(0{,}8 + 0{,}25)^2 \cdot 0{,}2] \right\} = 0{,}462;$$

$$k_{18} = \frac{0{,}8^2 + 2\frac{13 \cdot 10^4}{10 \cdot 3{,}43 \cdot 10^4}(0{,}8 + 0{,}25)}{0{,}462} = 3{,}108;$$

$$k_{19} = \frac{1{,}5 \cdot 0{,}8 (1 + 0{,}2) + 2 \cdot 0{,}2^2 + 3\frac{13 \cdot 10^4}{10 \cdot 3{,}43 \cdot 10^4}(1 + 0{,}25)}{0{,}462} = 6{,}344.$$

Далее вычнслим усилия $R_B = \overline{R}_B$ и $R_C = \overline{R}_C$ от единичного смещения стоек. Подставляя в выражения (6.255) и (6.256) полученные значения k_{18}, k_{19} и $\Delta = 1$, находим

$$\overline{R}_{B1} = \overline{R}_{B2} = \overline{R}_{B3} = \overline{R}_{B4} = -\frac{4{,}5 \cdot 13 \cdot 10^4}{10^3} \cdot 3{,}108 = -1815 \text{ кН},$$

$$\overline{R}_{C1} = \overline{R}_{C2} = \overline{R}_{C3} = \overline{R}_{C4} = \frac{3 \cdot 13 \cdot 10^4}{10^3} \times 6{,}344 = 2475 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты в сечениях C и A стоек рамы от единичного смещения стоек: $\bar{M}_{Ci} = 1815 \cdot 2 = 3630$ кН · м, $\bar{M}_{Ai} = 1815 \cdot 10 - 2475 \cdot 8 = 1650$ кН · м.

Умножая эти значения на величину смещения каждой из стоек, получим окончательно:

$$M_{C1} = 3630 \cdot 0{,}0024 = 8{,}77 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{A1} = -1650 \cdot 0{,}0024 = -4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{C2} = 3630 \cdot 0{,}0072 = 26{,}1 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{A2} = -1650 \cdot 0{,}0072 = -11{,}9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{C3} = 3630 \cdot 0{,}0120 = 43{,}6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{A3} = -1650 \cdot 0{,}0120 = -19{,}8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{C4} = 3630 \cdot 0{,}0168 = 61{,}1 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{A4} = -1650 \cdot 0{,}0168 = -28{,}7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Соответствующая эпюра изгибающих моментов показана на рис. 6.122, *б*.

При проектировании сооружений, имеющих большую высоту при сравнительно небольшой ширине (рис. 6.123, *а*) или включающих в себя элементы значительной гибкости (рис. 6.123, *б*), выполняют расчет на устойчивость.

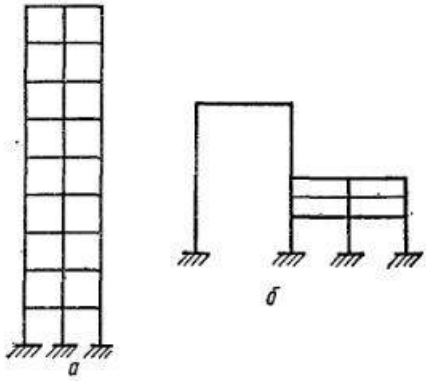


Рис. 6.123. Примеры конструкций, для которых необходим расчет устойчивости:

а — высотное сооружение; *б* — поперечная рама, имеющая элементы большой гибкости.

Методы расчета устойчивости упругих систем разработаны достаточно подробно (см., например, Н. В. Корноухов «Прочность и устойчивость упругих систем» [26]). Однако полученная в предположении упругой работы материала критическая нагрузка является лишь верхней оценкой. В действительности же за счет неупругих деформаций и трещинообразования критическая нагрузка всегда будет меньше.

С вопросами устойчивости тесно связаны вопросы расчета сооружений по деформированной схеме (т. е. с учетом влияния перемещений на усилия в системе). Однако железобетонные рамы рассчитывать по изложенной в [26] методике, так же как и по любой другой, базирующейся на допущении об упругой работе материала (речь идет о расчете по деформированной схеме), не следует. Неучет неупругих деформаций и трещинообразования на стадиях, близких к исчерпанию несущей способности, неизбежно приведет к существенному преуменьшению перемещений, а значит, и к недооценке возникающих за счет перемещения усилий.

Расчет железобетонных рам как линейно-упругих систем имеет серьезный недостаток, вытекающий из самой постановки задачи: усилия в элементах системы здесь определяют в предположении упругой работы материала; в то же время проверку прочности сечений по найденным усилиям производят из условий предельного равновесия, когда пластические деформации достигают значительных величин. В результате, с одной стороны, не учитывается способность конструкции к перераспределению усилий в стадии, близкой к разрушению (а значит недооценивается, в ряде случаев, и ее несущая способность), а с другой стороны — отсутствует возможность достоверного расчета по деформированной схеме, что заставляет использовать приближенные способы учета влияния продольного изгиба на несущую способность сжатых элементов (см. гл. 3).

Тем не менее, расчет железобетонных рам в линейно-упругой постановке до сих пор является наиболее употребительным. Это объясняется его относительной простотой, возможностью использовать принцип наложения (суммирования) усилий в рамках такого расчета, наконец привычностью аналитического аппарата для инженеров-проектировщиков.

Расчет с учетом ползучести, усадки и трещинообразования. Расчет производят в предположении линейной связи напряжений и деформаций — как «мгновенных», так и деформаций ползучести. Задача расчета, как и расчета в линейно-упругой постановке, состоит в определении усилий в элементах рамы. По этим усилиям проверяют прочность сечений элементов и производят окончательный подбор арматуры в соответствии с указаниями гл. 3. Результаты расчета используют также для проверки конструкций по предельным состояниям второй группы.

Как и при расчете в линейно-упругой постановке, для каждого элемента должны быть выявлены наиболее неблагоприятные комбинации усилий. Если конструкция при эксплуатационной нагрузке работает без трещин, то усилия можно определить раздельно для каждого из воздействий с последующим суммированием. Если же конструкция работает с трещинами, то задача становится нелинейной. Тем не менее, принцип наложения может быть применен и здесь.

Распределение усилий в статически неопределимых рамных системах в рассматриваемой постановке определяют обычными методами строительной механики.

Наиболее распространен в настоящее время метод сил. Применительно к задачам, связанным с учетом фактора времени, метод сил заключается в том, что записывают условия равенства нулю полных перемещений по направлению отброшенных связей от действия внешней нагрузки и полных (т. е. начальных в сумме с дополнительными, вызванными ползучестью

бетона) значений неизвестных — реакций связей $X_1(t), \ldots, X_n(t)$ к рассматриваемому моменту времени t.

При учете переменной жесткости сечений и неоднаковых условиях протекания усадки и ползучести в стержнях уравнения типа (6.177) принимают вид:

при замыкании системы до нагружения

$$\sum_{k=1}^{n} \{X_k \delta_{ik}(t) + [X_k(t) - X_k]\,\delta_{ik}(\theta)_0^t\} + [\Delta_{ip}(t) + \Delta_{i(dis)} + \Delta_{i(sh)}(t)] = 0, \quad (i = 1, 2, \ldots, n); \qquad (6.266)$$

при замыкании системы после нагружения

$$\sum_{k=1}^{n} [X_k(t) - X_k]\,\delta_{ik}(\theta)_0^t + [\Delta_{ip}(t) + \Delta_{i(sh)}(t)] = 0, \quad (i = 1, 2, \ldots, n). \qquad (6.267)$$

В этих уравнениях $\delta_{ik}(t)$ — полные перемещения в основной системе по направлению лишнего неизвестного $X_i(t)$ от усилия $X_k(t) = 1$; $\Delta_{ip}(t)$ — то же, от внешних нагрузок или вынужденных усилий; $\Delta_{i(dis)}$ и $\Delta_{i(sh)}$ — то же, от мгновенного смещения связей и усадки бетона; $\delta_{ik}(\theta)_0^t$ — среднее значение $\delta_{ik}(t)$ в интервале времени $0 - t$; X_k — усилие, возникающее в системе в начальный момент времени и получаемое в результате расчета системы по упругой стадии.

При отсутствии трещин на рассматриваемом участке и замыкании системы до нагружения полные перемещения определяют по формулам:

$$\delta_{ik}(t) = \int_{\Delta L_j} \frac{M_k M_i}{E_b I_{red}} (1 + \varphi^M)\, dx + \int_{\Delta L_j} \frac{N_k N_i}{E_b A_{red}} (1 + \varphi^N)\, dx; \qquad (6.268)$$

$$\delta_{ik}(\theta)_0^t = \int_{\Delta L_j} \frac{M_k M_i}{E_b I_{red}} \gamma^M dx + \int_{\Delta L_j} \frac{N_k N_i}{E_b A_{red}} \gamma^N dx; \qquad (6.269)$$

$$\Delta_{ip}(t) = \int_{\Delta L_j} \frac{M_p M_i}{E_b I_{red}} (1 + \varphi^M)\, dx + \int_{\Delta L_j} \frac{N_p N_i}{E_b A_{red}} (1 + \varphi^N)\, dx; \qquad (6.270)$$

$$\Delta_{i(sh)}(t) = \int_{\Delta L_j} \varepsilon_{sh}(t)\, M_i \frac{\varphi_{sh}^M}{\varphi_c(t)}\, dx + \int_{\Delta L_j} \varepsilon_{sh}(t)\, N_i \frac{\varphi_{sh}^N}{\varphi_c(t)}\, dx; \qquad (6.271)$$

при замыкании системы после нагружения — по формулам (6.269), (6.271) и

$$\Delta_{ip}(t) = \int_{\Delta L_j} \frac{M_p M_i}{E_b I_{red}} \varphi^M dx + \int_{\Delta L_j} \frac{N_p N_i}{E_b A_{red}} \varphi^N dx. \qquad (6.272)$$

Здесь $\varphi_c(t)$ и $\varepsilon_{sh}(t)$ — характеристика ползучести и относительные деформации усадки бетона к моменту времени t, определяемые по табл. 2.9;

$$\varphi^M = \frac{\varphi_c(t)}{a} \{i_b^2 [1 + \alpha_s \gamma (\mu_s + \mu_s') + \alpha_s \gamma (\mu_s y_b - \mu_s' y_b')\}; \qquad (6.273)$$

$$\varphi^N = \frac{\varphi_c(t)}{a} [i_b^2 + \alpha_s \gamma (\mu_s y_b^2 + \mu_s' y_b'^2)]; \qquad (6.274)$$

$$\varphi_{sh}^M = \frac{\varphi_c(t)}{a} \alpha_s \gamma (\mu_s y_b - \mu_s' y_b'); \qquad (6.275)$$

$$\varphi_{sh}^N = \frac{\varphi_c(t)}{a} [i_b^2 + \alpha_s \gamma (\mu_s y_b y_s + \mu_s' y_b' y_s')]; \qquad (6.276)$$

y_b и y_b' — расстояния от центра тяжести всего бетона в поперечном сечении j-го участка соответственно до центров тяжести сечений арматуры S и S'; y_s и y_s' — то же, от центра тяжести приведенного сечения j-го участка.

Значения i_b^2, μ_s, μ_s' и a определяют по формулам (2.27) ... (2.29) и (4.183), значения γ, γ^M и γ^N — по табл. 2.8 в зависимости соответственно от $\varphi_c(t)$, φ^M и φ^N и от возраста бетона в момент времени, принимаемый за начало отсчета.

При наличии трещин на рассматриваемом участке и замыкании системы до нагружения полные перемещения определяют по формулам:

$$\delta_{ik}(t) = \delta_{ik}(\theta)_0^t = \int_{\Delta L_j} \frac{M_k M_i}{E_b I_{crc}} (1 + \varphi^M)\, dx + \int_{\Delta L_j} \frac{N_k N_i}{E_b A_{crc}} (1 + \varphi^N)\, dx; \qquad (6.277)$$

$$\Delta_{ip}(t) = \int_{\Delta L_j} \frac{M_p M_i}{E_b I_{crc}} (1 + \varphi^M)\, dx + \int_{\Delta L_j} \frac{N_p N_i}{E_b A_{crc}} (1 + \varphi^N)\, dx; \qquad (6.278)$$

при замыкании системы после нагружения — по формулам (6.277) и

$$\Delta_{ip}(t) = \int_{\Delta L_j} \frac{M_p M_i}{E_b I_{crc}} \varphi^M dx + \int_{\Delta L_j} \frac{N_p N_i}{E_b A_{crc}} \varphi^N dx. \qquad (6.279)$$

Здесь

$$\varphi^M = \frac{I_{crc}}{I_{crc}(t)}[1 + \varphi_c(t)] - 1; \qquad (6.280)$$

$$\varphi^N \frac{I_{crc}[x(t) - y_i']}{I_{crc}(t)(x - y_i')}[1 + \varphi_c(t)] - 1; \qquad (6.281)$$

$$A_{crc} = \frac{I_{crc}}{(x - y_e')e}; \qquad (6.282)$$

y_e' — расстояние от центра тяжести приведенного сечения j-го участка до наиболее сжатой грани указанного сечения; e — расстояние от точки приложения силы N_p до нулевой линии приведенного сечения j-го участка в начальный момент времени (т. е. при высоте сжатой зоны x).

Значения I_{crc}, $I_{crc}(t)$, x и $x(t)$ находят по формулам (4.188) ... (4.199), значение $\varphi_c(t)$ — по табл. 2.9 и формуле (2.30).

При замыкании системы до нагружения за начало отсчета времени при определении $\varphi_c(t)$, $\varepsilon_{sh}(t)$, φ^M, φ^N, φ_{sh}^M и φ_{sh}^N принимают момент ее нагружения, при замыкании системы после нагружения — момент замыкания.

Таким образом, при отсутствии трещин ход расчета статически неопределимых систем сводится к следующему. Как и при расчете системы по упругой стадии выявляют степень статической неопределимости системы, выбирают основную систему, назначают лишние неизвестные и строят эпюры изгибающих моментов и продольных сил для осевого контура основной системы от единичных значений неизвестных и заданной нагрузки. Для участков с одинаковыми сечениями (геометрические характеристики сечений, деформативные характеристики бетонов) начальные и полные перемещения в основной системе вычисляют на основе известных приемов (правило Верещагина, способ Корноухова, табличное интегрирование и т. д.). По найденным значениям изгибающих моментов и продольных сил определяют прогибы и напряжения в нормальных сечениях стержней.

В системах с трещинами задачу о перераспределении усилий решают методом последовательных приближений. Сначала систему рассчитывают как упругую, а полученные усилия принимают в качестве первого приближения. Затем стержни разбивают на участки с постоянной величиной жесткости. На участках, работающих без трещин, жесткость принимают равной $E_b I_{red}$, на участках, заключенных между ними, $E_b I_{crc,1}$, $E_b I_{crc,2}$, ..., $E_b I_{crc,\min}$, где $I_{crc,\min}$ — момент инерции наиболее напряженного сечения на данном участке. Коэффициент ψ_s, учитывающий неравномерность распределения деформаций растянутой арматуры, на каждом участке с постоянной жесткостью вычисляют по формуле (4.138) по средним значениям усилий (M и N) соответствующих участков. Затем определяют высоту сжатой зоны x и, наконец, жесткость $E_b I_{crc}$. Далее производят расчет системы методом сил для момента времени $t = 0$. Коэффициенты δ_{ik} и Δ_{ip} определяют как сумму произведений соответствующих эпюр по участкам, поделенных на соответствующую участку жесткость. После того как вычислены перемещения, определяют лишние неизвестные и строят новые эпюры M и N. В случае необходимости по полученным усилиям корректируют жесткости и производят новый расчет.

Точно так же решают задачу и для момента времени t. Так как на изменение $E_b I_{crc}(t)$ влияет не только ползучесть, но и неизвестные в рассматриваемый момент времени усилия, длительные жесткости в первом приближении определяют с учетом уточненных значений начальных усилий. Далее повторно вычисляют жесткости, но уже с использованием усилий, полученных в первом приближении, и т. д.

Пример 6.12. Дано: железобетонная двухшарнирная рама загружена в возрасте бетона $\tau_1 = 28$ сут продолжительно действующей внешней нагрузкой. Расчетная схема рамы, сечения элементов и их армирование показаны на рис. 6.124.

Используемые в расчете характеристики материалов и сечений: арматура класса А-III; $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа; $E_b = 2{,}5 \cdot 10^4$ МПа; $R_{bt,ser} = 2$ МПа; $\alpha_s = 8$; $\varphi_c(t) = 2$; $\tau_1 = 28$ суток; $\gamma = 2{,}50$.

Ригель (сечения I—I и II—II): $A_b = 0{,}18$ м^2; $I_b = 0{,}0054$ м^4; $i_b^2 = 0{,}03$ м^2; $y_b = y_b' = 0{,}25$ м; $h = 0{,}5$ м; $A_s = 0{,}0018$ м^2; $A_s' = 0{,}00045$ м^2; $\mu_s = 0{,}01$; $\mu_s' = 0{,}0025$; $A_{red} = 0{,}198$ м^2; $a_0 = 0{,}00341$ м; $y_s = 0{,}247$ м; $y_s' = 0{,}253$ м; $I_{red} = 0{,}0065089$ м^4; $W_{red} = 0{,}021946$ м^3; $W_{pl} = 0{,}038405$ м^3; $W_{pl}R_{bt,ser} = 0{,}07681$ МН · м $= 76{,}81$ кН · м; $E_b I_{red} = 162{,}72$ МН · м^2 $= 16{,}27 \cdot 10^4$ кН · м^2; $a_n = 0{,}1108$ м; $a = 0{,}055\,626$ м^2; $\varphi^M = 1{,}353$; $\gamma^M = 2{,}02$.

Стойка (сечение III—III): $A_b = 0{,}15$ м^2; $I_b = 0{,}003125$ м^4; $i_b^2 = 0{,}02083$ м^2; $y_b = y_b' = 0{,}2$ м; $h = 0{,}4$ м; $A_s = A_s' = 0{,}00075$ м^2; $\mu_s = \mu_s' = 0{,}005$; $A_{red} = 0{,}162$ м^2; $a_0 = 0$; $y_s = y_s' = 0{,}2$ м; $I_{red} = 0{,}003605$ м^4; $W_{red} = 0{,}01442$ м^3; $W_{pl} = 0{,}025235$ м^3; $W_{pl}R_{bt,ser} = 0{,}05047$ МН · м $= 50{,}47$ кН · м; $a_n = 0{,}089$ м; $E_b I_{red} = 90{,}125$ МН · м^2 $= 9{,}01 \cdot 10^4$ кН · м^2; $a = 0{,}0346$ м^2; $\varphi^M = 1{,}445$; $\gamma^M = 2{,}09$.

Требуется определить начальные и полные усилия в раме, а также прогиб ее ригеля.

Расчет. Рама один раз статически неопределима. Основная система, единичная и грузовая эпюры моментов показаны на рис. 6.125. Сначала определим усилия в раме при расчете ее по упругой стадии. Сравнивая полученные при этом величины изгибающих моментов в элементах рамы (рис. 6.126, *а*) с трещинообразующими ($M_{crc}^c = 221{,}4$ кН · м для стоек и $M_{crc}^b = 79{,}6$ кН · м для ригеля), видим, что

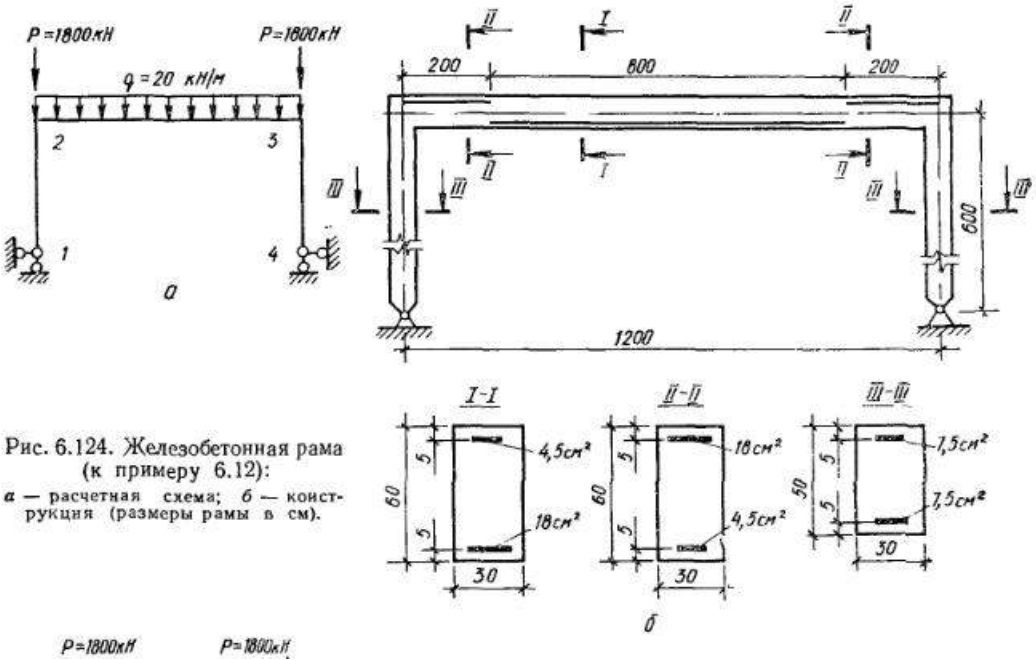


Рис. 6.124. Железобетонная рама (к примеру 6.12):

а — расчетная схема; *б* — конструкция (размеры рамы в см).

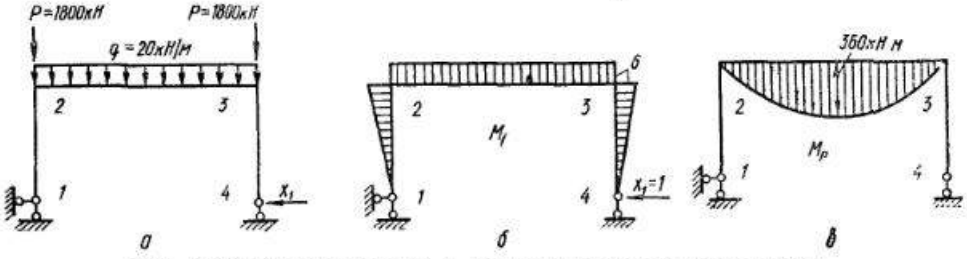


Рис. 6.125. Эпюры моментов в основной системе (к примеру 6.12).

а — основная система; *б*, *в* — эпюры соответственно от единичного усилия и внешней нагрузки.

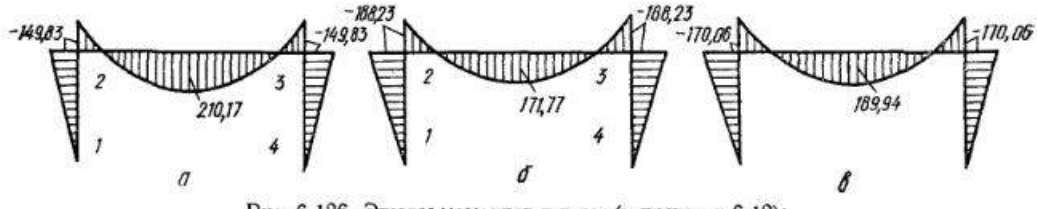


Рис. 6.126. Эпюры моментов в раме (к примеру 6.12):

а — по упругому расчету; *б*, *в* — при действии нагрузки после пятого приближения соответственно непродолжительном и продолжительном.

на отдельных участках ригеля трещины образуются, а в стойках — нет.

Разбиваем ригель на 24 участка длиной по 0,5 м, нумерация которых возрастает от узла *2* к узлу *3*. Ординаты моментов в ригеле основной системы, а также данные для вычисления перемещений (полученные с помощью правила Верещагина) представлены в табл. 6.31.

На участках ригеля 2—5 и 20—23 трещины отсутствуют. Для этих участков жесткости определяем как произведение $E_b I_{red}$. На остальных участках жесткость принимаем равной $E_b I_{crc}$ при значениях изгибающих моментов, действующих в середине соответствующего участка. Эти значения и соответствующие им величины жесткости приведены в табл. 6.32. Там же даны компоненты перемещений, обусловленные изгибом каждого из участков (получены делением данных, приведенных в табл. 6.31, на жесткость).

Суммарные перемещения для второго приближения:

$$\delta_{11} = \frac{6 \cdot 6 \cdot 6}{3 \cdot 9{,}01 \cdot 10^4} 2 + \sum_{j=1}^{24} \delta_{11j} =$$

$$= 15{,}982 \cdot 10^{-4} + 49{,}032 \cdot 10^{-4} =$$

Таблица 6.31. **Усилия и перемещения ригеля рамы в основной системе (к примеру 6.12)**

Вычисляемая величина	Номер участка j					
	1 (24)	2 (23)	3 (22)	4 (21)	5 (20)	6 (19)
Моменты в основной системе от внешней нагрузки, кН · м:						
в середине участка	29,375	84,375	134,38	179,38	219,38	254,38
на границе участка слева	0	57,5	110,0	157,5	200,0	237,5
то же, справа	57,5	110,0	157,5	200,0	237,5	270,0
$\delta_{11j}B_j$, м³	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0
$\Delta_{1pj}B_j$, кН · м³	—87,5	—252,5	—402,5	—537,5	—657,5	—762,5

Вычисляемая величина	Номер участка j					
	7 (18)	8 (17)	9 (16)	10 (15)	11 (14)	12 (13)
Моменты в основной системе от внешней нагрузки, кН · м:						
в середине участка	284,38	309,38	329,38	344,38	354,38	359,38
на границе участка слева	270,0	297,5	320,0	337,5	350,0	357,5
то же, справа	297,5	320,0	337,5	350,0	357,5	360,0
$\delta_{11j}B_j$, м³	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0
$\Delta_{1pj}B_j$, кН · м³	—852,5	—927,5	—987,5	—1032,5	—1062,5	—1077,5

Таблица 6.32. **Усилия и перемещения ригеля рамы при непродолжительном действии нагрузки (к примеру 6.12)**

Вычисляемая величина	Номер участка j					
	1 (24)	2 (23)	3 (22)	4 (21)	5 (20)	6 (19)
M_j, кН · м	—120,45	—65,45	—15,45	29,55	69,55	104,55
$B_j \cdot 10^{-4}$, кН · м²	7,3718	16,27	16,27	16,27	16,27	7,4921
$\delta_{11j} \cdot 10^4$, м/кН	2,4417	1,1063	1,1063	1,1063	1,1063	2,4025
$\Delta_{1pj} \cdot 10^4$, м	—11,870	—15,519	—24,739	—33,036	—40,412	—101,77
M_j, кН · м	—167,55	—112,55	—62,55	—17,55	22,45	57,45

Вычисляемая величина	Номер участка j					
	7 (18)	8 (17)	9 (16)	10 (15)	11 (14)	12 (13)
M_j, кН · м	134,55	159,55	179,55	194,55	204,55	209,55
$B_j \cdot 10^{-4}$, кН · м²	7,2868	7,1577	7,0747	7,0252	6,9917	6,9750
$\delta_{11j} \cdot 10^4$, м/кН	2,4702	2,5148	2,5443	2,5622	2,5745	2,5806
$\Delta_{1pj} \cdot 10^4$, м	—116,99	—129,58	—139,58	—146,97	—151,97	—154,48
M_j, кН · м	87.45	112,45	132,45	147,45	157,45	162,45

$$= 65{,}014 \cdot 10^{-4} \text{ м/кН}; \quad \Delta_{1p} = \sum_{j=1}^{24} \Delta_{1pj} =$$

$$= -2133{,}8 \cdot 10^{-4} \text{ м};$$

с учетом этого

$$X_1 = \frac{2133{,}8 \cdot 10^{-4}}{65{,}014 \cdot 10^{-4}} = 32{,}821 \text{ кН};$$

$$M_2 = M_3 = -6 \cdot 32{,}821 = -196{,}93 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

По полученным значениям узловых моментов M_2 и M_3 вновь определяем моменты в середине каждого участка M_j (см. табл. 6.32) и снова находим значения жесткостей и перемещений. Расчет повторяем до тех пор, пока не будет достигнута сходимость процесса.

Окончательная эпюра начальных моментов приведена на рис. 6.126, *б*.

Используя в качестве первого приближения начальные значения изгибающих моментов, а также данные табл. 6.31, вычисляем для каждого участка перемещения при продолжительном действии нагрузки. Результаты вычислений сведены в табл. 6.33. При этом основное уравнение метода сил (6.266) запишем в виде

$$X_1\delta_{11}(1 + \varphi^M - \gamma^M) + X_1(t)\,\delta_{11}\gamma^M + \Delta_{1p}(1 + \varphi^M) = 0.$$

Таблица 6.33. **Усилия и перемещения ригеля рамы при продолжительном действии нагрузки (к примеру 6.12)**

Вычисляемая величина	Номер участка j					
	1 (24)	2 (23)	3 (22)	4 (21)	5 (20)	6 (19)
M_j, кН · м	—158,86	—103,86	—53,86	—8,86	31,14	66,14
$B_j \cdot 10^{-4}$, кН · м²	7,1611	7,4978	16,27	16,27	16,27	16,27
φ_j^M	0,5418	0,6058	1,353	1,353	1,353	1,353
γ_j^M	1,5418	1,6058	2,02	2,02	2,02	2,02
$\delta_{11j}(1+\varphi_j^M-\gamma_j^M)\cdot 10^4$, м/кН	0	0	0,1693	0,1693	0,1693	0,1693
$\delta_{11j}\gamma_j^M \cdot 10^4$, м/кН	3,8754	3,8551	2,2347	2,2347	2,2347	2,2347
$\Delta_{1pj}(1+\varphi_j^M)\cdot 10^4$, м	—18,840	—54,078	—58,210	—77,734	—95,089	—110,27

Вычисляемая величина	Номер участка j					
	7 (18)	8 (17)	9 (16)	10 (15)	11 (14)	12 (13)
M_j, кН · м	96,14	121,14	141,14	156,14	166,14	171,14
$B_j \cdot 10^{-4}$, кН · м²	7,5647	7,3676	7,2484	7,1745	7,1301	7,1094
φ_j^M	0,6191	0,5805	0,5571	0,5425	0,5338	0,5297
γ_j^M	1,6191	1,5805	1,5571	1,5425	1,5338	1,5297
$\delta_{11j}(1+\varphi_j^M-\gamma_j^M)\cdot 10^4$, м/кН	0	0	0	0	0	0
$\delta_{11j}\gamma_j^M \cdot 10^4$, м/кН	3,8526	3,8614	3,8668	3,8700	3,8721	3,8730
$\Delta_{1pj}(1+\varphi_j^M)\cdot 10^4$, м	—182,46	—198,98	—212,13	—221,98	—228,56	—231,84

Суммарные перемещения при продолжительном действии нагрузки для второго приближения:

$$\delta_{11}(1+\varphi^M-\gamma^M)=15{,}982\cdot 10^{-4}\times$$
$$\times(1+1{,}445-2{,}09)+1{,}3544\cdot 10^{-4}=$$
$$=5{,}6737\cdot 10^{-4}+1{,}3544\cdot 10^{-4}=$$
$$=7{,}0281\cdot 10^{-4}\ \text{м/кН};$$
$$\delta_{11}\gamma^M=15{,}982\cdot 10^{-4}\cdot 2{,}09+79{,}730\cdot 10^{-4}=$$
$$=33{,}403\cdot 10^{-4}+79{,}730\cdot 10^{-4}=$$
$$=113{,}13\cdot 10^{-4}\ \text{м/кН};$$
$$\Delta_{1p}(1+\varphi^M)=-3380{,}4\cdot 10^{-4}\ \text{м}.$$

Следовательно, $31{,}372\cdot 7{,}0281\cdot 10^{-4}+X_1(t)\times$ $\times 113{,}13\cdot 10^{-4}-3380{,}4\cdot 10^{-4}=0$, откуда $X_1(t)=27{,}931$; $M_2(t)=M_3(t)=-167{,}58$ кН · м.

Как и при расчете на непродолжительное действие нагрузки, полученные значения усилий используются для третьего приближения и вплоть до достижения сходимости процесса. Полученная в результате эпюра $M(t)$ приведена на рис. 6.126, *в*.

Анализ приведенных зависимостей показывает, что, если стержни системы выполнены из бетона одного состава и возраста, процент их армирования не отличается особенно резко, а замыкание системы происходит до приложения внешней нагрузки, влияние ползучести мало отражается на перераспределении усилий. В этом случае ползучесть рекомендуется учитывать только при проверке по деформациям (прогибам) и по ширине раскрытия трещин.

В случае, когда систему замыкают после приложения внешней нагрузки, перераспределение усилий весьма существенно.

Ползучесть заметно сказывается на перераспределении усилий при расчете систем на осадку опор и на действие вынужденных усилий (например, предварительное напряжение шпренгелей или затяжек).

Следует учитывать ползучесть и при расчете сплошных бетонных или железобетонных сооружений на воздействие температуры и усадки.

Температурно-усадочные напряжения в указанных сооружениях определяют по формуле

$$\sigma_b=\left(\alpha_{b,T}\frac{\Delta T}{2}+\varepsilon_{sh}(t)\right)\frac{\mu_s E_s}{1+\alpha_s\mu_s\gamma}, \qquad (6.283)$$

где $\alpha_{b,T}$ — коэффициент температурного расширения бетона (см. гл. 1); ΔT — расчетное изменение средних температур железобетонных конструкций производственных зданий в холодное время (см. СНиП II-6-74); $\varepsilon_{sh}(t)$ — относительные деформации усадки бетона к моменту времени t, определяемые по табл. 2.9 и формуле (2.31); γ — функция ползучести, определяемая в зависимости от характеристики ползучести $\varphi_c(t)$ и возраста бетона, принимаемого за начало отсчета времени, τ_1 по табл. 2.8.

За начало отсчета времени принимают возраст бетона $\tau_1=28$ сут.

Значение μ_s определяют по формуле (2.28).

Если $\sigma_b < R_{bt,ser}$, конструкция может быть запроектирована без устройства усадочных швов. Если $\sigma_b \geqslant R_{bt,ser}$ и появление трещин в конструкции нежелательно, устройство температурно-усадочных швов необходимо.

Расстояние между швами определяют по формуле

$$L = \frac{2A_{red}R_{bt}}{g\varphi_f} \qquad (6.284)$$

где A_{red} — приведенная площадь поперечного сечения железобетонной конструкции; g — вертикальная нагрузка на здание, в том числе и вес фундамента; φ_f — коэффициент трения бетона по грунту, принимаемый по табл. 6.34.

Таблица 6.34. Значения коэффициента φ_f

Вид грунта	φ_f
Глина, глинистые известняки, глинистые сланцы	0,5
Суглинки, супеси	0,6
Песчаные, гравийные	0,75
Скальные	0,9

В случае, если конструкцию выполняют в монолитном бетоне, L следует уменьшить на 20 %.

Если появление трещин в конструкции допустимо, а устройство температурно-усадочных швов нежелательно, должна быть установлена противоусадочная арматура. Минимальный процент указанной арматуры определяют по формуле

$$\mu_{s,\min} = \frac{5R_b}{R_s}. \qquad (6.285)$$

Максимально возможную ширину раскрытия температурно-усадочных трещин (в момент их появления) определяют по формуле (4.52) при $\varphi_l = 1$ и $\sigma_s = R_s$.

Ширина раскрытия температурно-усадочных трещин при эксплуатации конструкции

$$a_{crc,ser} = 20\varphi_l\eta\left(\alpha_{bT}\frac{\Delta T}{2} + \varepsilon_{sh}(t)\right) \times \times (3{,}5 - 100\bar{\mu}_s)\sqrt[3]{d}, \qquad (6.286)$$

где φ_l — коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки и принимаемый равным 1,25; η — коэффициент, учитывающий влияние вида рабочей арматуры и принимаемый равным: для стержней периодического профиля — 1, для гладких — 1,3; $\bar{\mu}_s$ — коэффициент армирования, принимаемый равным отношению площади растянутой арматуры ко всей площади бетона без учета сжатых свесов полки, но не более 0,02; d — диаметр стержней растянутой арматуры, мм; при различных диаметрах стержней значение d допускается принимать равным приведенному диаметру $d = \Sigma n_i d_i / \Sigma n_i$.

На реальные конструкции действуют как постоянные, так и временные (длительные и кратковременные) нагрузки. Если конструкция в эксплуатационной стадии работает без трещин, то можно использовать принцип наложения. В этом случае к усилиям от действия постоянных и длительных нагрузок, определенным по приведенной методике, достаточно добавить усилия от кратковременной нагрузки, вычисленные в линейно-упругой постановке.

Расчет на совместное действие постоянных и временных нагрузок при наличии трещин производят поэтапно методом последовательных приближений.

На первом этапе по изложенной методике раму рассчитывают на действие постоянных и длительных нагрузок. При этом получают усилия как в момент загружения τ_1 (т. е. в предположении кратковременного действия указанных нагрузок), так и в момент времени t.

На втором этапе определяют усилия от кратковременного действия полной нагрузки. Расчет ведут методом последовательных приближений с уточнением жесткостей на каждом из них; в качестве первого приближения целесообразно принять жесткости, полученные при расчете рамы на кратковременное действие постоянных и длительных нагрузок.

Из найденных таким образом усилий вычитают усилия, полученные от действия постоянных и длительных нагрузок в момент времени τ_1, в результате чего определяют приращение усилий от кратковременного увеличения нагрузки до полной.

Окончательные значения усилий вычисляют суммированием указанных приращений с усилиями, полученными от действия постоянных и длительных нагрузок для момента времени t.

Расчет железобетонных рам с учетом длительных процессов и трещинообразования позволяет, в ряде случаев, значительно точнее определять усилия в элементах системы, чем ранее в линейно-упругой постановке. Однако (применительно к проверке прочности) основное противоречие между расчетом сечений по предельному равновесию и статическим расчетом, не учитывающим пластическое деформирование материалов, остается и здесь.

Расчет с учетом пластических деформаций. Интенсивное развитие пластических деформаций, предшествующих разрушению элементов железобетонных рам, учитывается методом предельного равновесия, в развитие которого большая заслуга принадлежит А. А. Гвоздеву. Здесь (при выполнении определенных ограничений) условия распределения усилий в стержневой системе полностью соответствуют условиям исчерпания несущей способности отдельных сечений ее элементов.

Задача расчета по методу предельного равновесия состоит, в общем случае, в определении несущей способности конструкции в целом. Если несущая способность окажется ниже, чем действующие усилия, или будет намного их превышать, конструкцию следует перепроектировать, соответственно увеличив или уменьшив сечения элементов. Поскольку такая задача существенно нелинейна, принцип наложения здесь неприменим и несущую способность приходится проверять для каждого из сочетаний нагрузок.

В основу метода предельного равновесия положены следующие предпосылки:

деформации конструкции до исчерпания ее несущей способности малы;

материал конструкции считают жестко-пластичным, т. е. в опасных сечениях элементов при исчерпании несущей способности образуются пластические шарниры (материал здесь работает пластично), а деформации остальных участков во внимание не принимают.

Принцип малости перемещений в методе предельного равновесия трактуют в том смысле, что влиянием перемещений на условия равновесия можно пренебречь. Для рам с достаточно гибкими стойками указанный принцип в таком понимании неприменим.

Вторую предпосылку метода в Руководстве по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций [47] формулируют так: усилия в элементах конструкции (особенно в тех из них, которые фактически определяют ее несущую способность) должны быть ограничены предельными условиями, с достижением которых деформации этих элементов могут достаточно сильно возрастать.

В качестве примеров таких предельных усилий можно привести величину $\sigma_s = R_s$ для арматурного стержня или $M = R_s A_s z_s$ (z_s — плечо внутренней пары) для изгибающего момента в балке.

В более общем случае предельные условия по прочности могут быть заданы в виде системы неравенств, задающих некоторую область прочности для рассматриваемого вида напряженного состояния. Такая область прочности может быть построена по формулам гл. 3. Отметим, что в практических расчетах кривые, ограничивающие указанную область, могут быть заменены отрезками прямой, соединяющими характерные точки на границе области. Тогда система неравенств примет вид

$$a_{iM}M + a_{iN}N + a_i \geqslant 0, \quad i = 1, 2, \ldots, n, \tag{6.287}$$

где M и N — изгибающий момент и нормальная сила в сечении; a_{iM}, a_{iN}, a_i — коэффициенты, вычисляемые с использованием формул для проверки прочности нормальных сечений; n — число неравенств, определяющих область прочности, зависящее от формы сечения; для прямоугольного сечения с симметричной или несимметричной армагурой $n = 6$.

Хотя вторая предпосылка в формулировке, данной применительно к железобетону, не адекватна предпосылке об образовании полных пластических шарниров, для расчетов она вполне приемлема, если обеспечиваются условия для развития достаточных местных деформаций. Для обеспечения указанных условий вводят ряд ограничений и правил проектирования конструкций, рассчитываемых методом предельного равновесия [47].

1. Проектировать конструкции следует так, чтобы причиной разрушения не могли быть срез сжатой зоны или (особенно в элементах таврового или двутаврового сечения) раздавливание бетона от главных сжимающих напряжений.

Учитывая, что изменение величин лишних неизвестных в процессе перераспределения усилий может вызвать как уменьшение, так и увеличение поперечных сил, следует проводить необходимые расчетные проверки и соответствующие конструктивные мероприятия.

2. Для армирования конструкций следует применять стали, допускающие достаточно большие деформации в пластических шарнирах.

Этому условию удовлетворяют стали классов A-I...A-V и стали, подвергнутые термическому упрочнению, а также сварные сетки из холоднотянутой проволоки, высокопрочные проволоки, подвергнутые низкотемпературному отпуску.

3. Не допускается применять обычную и предварительно напряженную арматуру, не имеющую сцепления с бетоном (пучки, стержни и канаты в каналах без инъецирования раствором, шпренгельные конструкции, оттянутые стержни и т. п.).

4. Подбирать основные расчетные сечения, места обрыва арматуры в элементах, работающих на поперечную нагрузку (балках, настилах), а также стойках, сжатых с большим эксцентриситетом, необходимо таким образом, чтобы относительная высота сжатой зоны в предельном состоянии не превышала граничного значения ξ_R (см. гл. 3).

Последнее ограничение не распространяют на стойки, не несущие крановых или иных консольных нагрузок и сжатые с небольшим эксцентриситетом. В таких стойках при достаточной их длине поперечные силы невелики и моменты по высоте изменяются медленно. Следовательно, если предельное условие в наиболее опасном сечении обратится в равенство, то и на довольно значительном прилежащем участке возникнут деформации, близкие к предельным (т. е. соответствующим исчерпанию несущей способности сечения). Накапливаясь на относительно большой длине, эти деформации в состоянии будут обеспечить достаточный взаимный угол поворота между сечениями, ограничивающими область деформаций, близких к предельным. В элементах же, несущих поперечную нагрузку, или нагрузку, приложенную к консолям, в зонах действия максимальных моментов часто действуют и значительные перерезывающие силы, моменты резко меняются по длине элемента. В этих условиях взаимный угол поворота между сечениями, ограничивающими короткий участок, на котором усилия близки к предельным, при упругой работе арматуры может оказаться недостаточным для полного * перераспределения усилий.

При выполнении обеих предпосылок метода предельного равновесия применительно к железобетонным конструкциям нагрузка, отвечающая пределу несущей способности системы, будет наибольшей, при которой еще возможно одновременное соблюдение как условий равновесия, так и предельных условий для всех элементов системы (так называемый статический способ метода предельного равновесия).

Одновременно указанная нагрузка равна наименьшему из значений, определяемых равенст-

* Под «полным» подразумевают такое перераспределение усилий в момент исчерпания несущей способности конструкции, которое практически соответствует перераспределению усилий в системе с с пластическими шарнирами в расчетных сечениях.

вом работ внешних и предельных внутренних усилий на каких-либо возможных (виртуальных) перемещениях. Возможное перемещение, приводящее к этому наименьшему значению, определяет схему излома конструкции при исчерпании ее несущей способности (кинематический способ).

В каждом отдельном случае в зависимости от вида конструкции может быть применен как кинематический, так и статический способ.

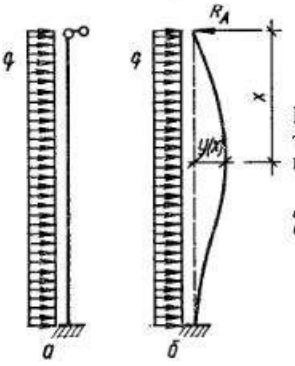


Рис. 6.127. К расчету стойки с учетом геометрической нелинейности:
а — расчетная схема; *б* — деформированная схема.

Для определения несущей способности железобетонных рам (особенно сложных, когда схема излома заранее назначена быть не может) последний предпочтительнее. Наиболее целесообразно такой расчет выполнять с использованием ЭВМ и привлечением аппарата математического, как правило, линейного программирования.

Метод предельного равновесия играет большую роль в развитии теории расчета железобетонных конструкций и практики их проектирования. Однако, во-первых, область его применения ограничена. Кроме того, следует с осторожностью относиться к использованию метода применительно к конструкциям из высокопрочных и легких бетонов, имеющих пониженные пластические свойства.

Во-вторых, в рамках метода невозможно оценить устойчивость конструкции и ее элементов. Не позволяет это сделать и расчет по методу предельного равновесия с учетом деформированной схемы конструкции (т. е. с учетом влияния перемещений на внутренние усилия), поскольку в соответствии с основным принципом метода из рассмотрения исключаются все формы равновесия, кроме предельного с точки зрения прочности сечения. В то же время, потеря устойчивости может произойти еще задолго до того, как в опасных сечениях образуются «пластические шарниры». Такая опасность становится особенно реальной с ростом прочности применяемого в строительстве бетона, а значит и увеличением гибкости сжатых элементов.

От указанных недостатков свободен метод расчета железобетонных рам как единых физически и геометрически нелинейных систем.

Под физической нелинейностью понимают, что деформации в сечении нелинейно связаны с действующими в нем усилиями:

$$\left(\frac{1}{r}\right) = -\frac{M}{B_M}; \qquad (6.288)$$

$$\varepsilon_0 = \frac{N}{B_N}; \qquad (6.289)$$

$$B_M = f_M(M, N); \qquad (6.290)$$

$$B_N = f_N(M, N). \qquad (6.291)$$

Здесь $\left(\frac{1}{r}\right)$ и ε_0 — кривизна изогнутой оси в сечении и осевые деформации в нем; M и N — изгибающий момент и нормальная сила в сечении; B_M и B_N — изгибная и осевая жесткости сечения — некоторые функции $f_M(M, N)$ и $f_N(M, N)$ действующих в сечении усилий.

Под геометрической нелинейностью понимают учет влияния перемещений на усилия в элементах системы. Так, для стойки, показанной на рис. 6.127, при расчете ее с учетом геометрической нелинейности (в принятом понимании этого термина; под этим термином понимают иногда и учет точного выражения кривизны) изгибающий момент в произвольном сечении

$$M(x) = R_A x - \frac{qx^2}{2} + Ny(x), \qquad (6.292)$$

причем реакцию R_A также определяют с учетом влияния перемещений.

Расчет рам в рассматриваемой постановке, так же как и расчет по методу предельного равновесия, производят в отдельности на каждое опасное загружение полезной нагрузкой. Основная задача расчета — определение несущей способности системы.

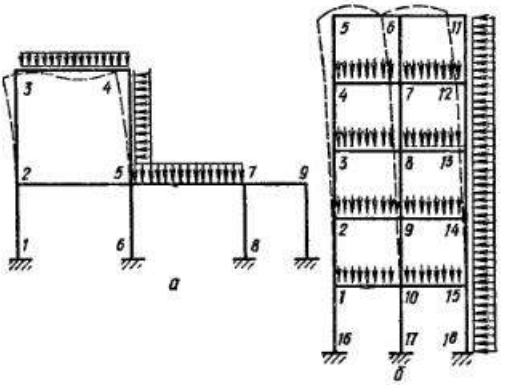


Рис. 6.128. Исчерпание несущей способности системы вследствие потери устойчивости:
а — группы элементов; *б* — системы в целом.

В качестве форм исчерпания несущей способности системы рассматривают:

потерю устойчивости группы элементов системы (рис. 6.128, *а*);

потерю устойчивости системы в целом (рис. 6.128, *б*);

исчерпание прочности (разрушение) хотя бы одного элемента системы в любом его расчетном сечении.

Разрушение одного элемента системы не всегда приводит к обрушению конструкции. Однако с практической точки зрения такой вид отказа неприемлем.

Кроме потери устойчивости системы в целом или группы ее элементов, что недопустимо, может обнаружиться потеря устойчивости отдельного стержня (например, стержня 7—8 в раме, показанной на рис 6.128, *б*). Такой вид потери устойчивости не всегда опасен, так как возможна работа стержня и в закритической стадии (разумеется, если при этом обеспечена общая устойчивость рамы или группы ее элементов, в которую входит рассматриваемый стержень). Однако при проектировании такой

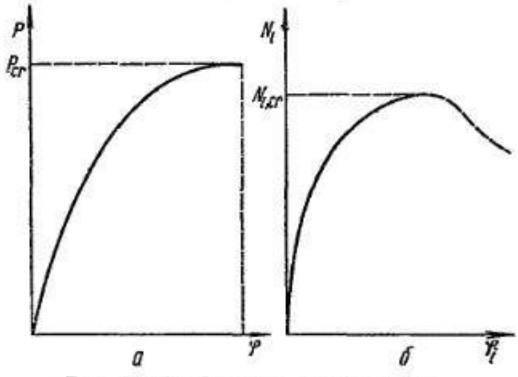


Рис. 6.129. К потере устойчивости:
а — системы или группы ее элементов; *б* — отдельного стержня.

местной потери устойчивости следует избегать, поскольку она свидетельствует о неравноустойчивости элементов системы, а значит, и о нерациональном размещении материала в конструкции.

В качестве критерия потери устойчивости системы в целом или группы ее элементов может быть принято достижение экстремума на диаграмме «внешняя нагрузка — характерное перемещение» (рис. 6.129, *а*). В качестве «характерных» следует выбирать перемещения, определяющие перемещения системы (или группы элементов) в целом. Так, для группы элементов 2—3, 3—4, 4—5 рамы, показанной на рис. 6.128, *а*, характерными перемещениями являются углы поворота φ_3, φ_4 или углы перекоса стержней 2—3 и 5—4; для рамы (рис. 6.128, *б*) в целом — углы поворота φ_1, φ_{10}, φ_{15}, углы перекоса стержней 1—16, 10—17, 15—18.

Критерием местной потери устойчивости отдельного стержня может служить достижение экстремума на диаграмме «осевое усилие в стержне — его характерное перемещение» (например, для стержня 7—8 рамы, показанной на рис 6.128, *а*,— эстремум на диаграмме «N_{7-8} — φ_7»). Следует подчеркнуть, что при оценке местной устойчивости, например, стержня 7—8, должна строиться именно диаграмма «N_{7-8} — φ_7», а не «P — φ_7» (P — внешняя нагрузка). Достижение же экстремума на диаграмме «внешняя нагрузка — характерное перемещение стержня» — признак общей потери устойчивости, как минимум группы элементов, в которую входит этот стержень, т. е. свидетельствует об исчерпании несущей способности конструкции.

Критерий исчерпания прочности сечения элемента — несоответствие усилий, действующих в этом сечении, условиям прочности, определяемым в соответствии с указаниями гл. 3.

Расчет рам как единых геометрически и физически нелинейных систем сводится к определению внутренних усилий в системе при последовательном увеличении нагрузки вплоть до выполнения одного из указанных критериев исчерпания несущей способности конструкции. При этом принимают, что внешняя нагрузка изменяется пропорционально одному параметру.

Если предельная, т. е. соответствующая исчерпанию несущей способности системы, нагрузка окажется выше, чем заданная, несущая способность конструкции обеспечена. В этом случае процесс последовательного увеличения нагрузки не следует прерывать на ее заданном значении, так как при этом останется невыясненным запас прочности, и конструкция может быть запроектирована неэкономично. Если же предельная нагрузка окажется меньше заданной, то несущая способность конструкции не обеспечена, что недопустимо

На каждом этапе нагружения жесткость элементов системы зависит от внутренних усилий и, следовательно, изменяется по длине элементов. При решении задачи по определению усилий в

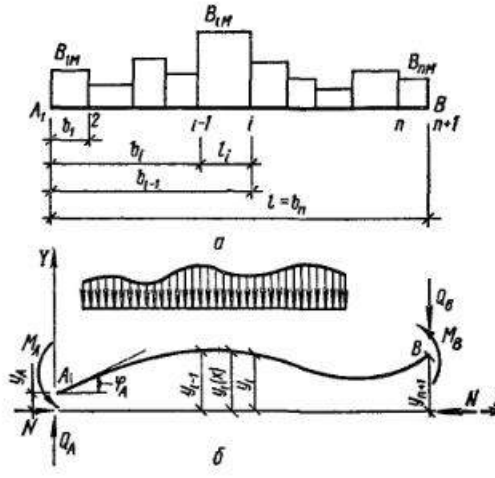
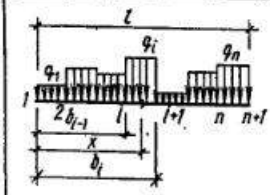
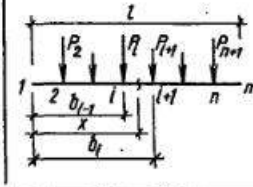
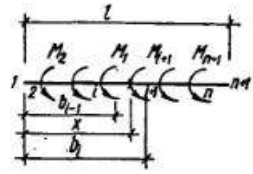


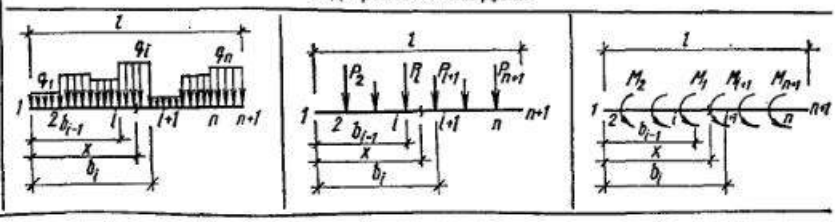
Рис. 6.130. Расчетная схема гибкого стержня переменной жесткости:
а — эпюра жесткости стержня, *б* — изогнутая ось.

этом случае приходится прибегать к аппроксимации изогнутой оси стержня или (что то же самое) закона изменения жесткости по его длине. Закон этот удобно принять ступенчатым (рис. 6.130, *а*). Тогда для i-го участка изогнутой оси стержня * (рис. 6.130, *б*) можно записать

* В качестве осей элементов железобетонных рам можно принять оси, проходящие через центры тяжести бетонных сечений.

Таблица 6.35. Значения функций $F_i\ (q,\ x)$ и $\Phi_i\ (q,\ x)$, их производных и разностей

Функция	Вид пролетной нагрузки		
			
$F_i\ (q,\ x)$	$-\frac{1}{N}\left[\frac{q_i\,(x-b_{i-1})^3}{2}-\right.$ $\left.-\frac{q_i}{\alpha_i^2}+\sum_{j=1}^{i-1}q_jl_j\times\right.$ $\left.\times\left(x-b_j+\frac{l_j}{2}\right)\right]$	$-\frac{1}{N}\sum_{j=2}^{i}P_j\,(x-b_{j-1})$	$-\frac{1}{N}\sum_{j=2}^{i}M_j$
$F_i'\ (q,\ x)$	$-\frac{1}{N}\left[q_i\,(x-b_{i-1})+\right.$ $\left.+\sum_{j=1}^{i-1}q_jl_j\right]$	$-\frac{1}{N}\sum_{j=1}^{i}P_j$	0
$F_{i-1}\,(q,\ b_{i-1})-$ $-F_i\,(q,\ b_{i-1})$	$\frac{1}{N}\left(\frac{q_{i-1}}{\alpha_{i-1}^2}-\frac{q_i}{\alpha_i^2}\right)$	0	0
$F_{i-1}'\,(q,\ b_{i-1})-$ $-F_i'\,(q,\ b_{i-1})$	0	$\frac{P_i}{N}$	0
$\Phi_i\ (q,\ x)$	$-\frac{1}{B_{iM}}\left[\frac{q_i\,(x-b_{i-1})^4}{24}+\right.$ $+\frac{1}{2}\sum_{j=1}^{i-1}q_jl_j\left(\frac{x}{3}-\right.$ $\left.\left.-b_j+\frac{l_j}{2}\right)x^2\right]$	$-\frac{1}{6B_{iM}}\sum_{j=2}^{i}P_j\,(x-$ $-b_{j-1})^3$	$-\frac{1}{2B_{iM}}\sum_{j=2}^{i}M_jx^2$
$\Phi_i'\ (q,\ x)$	$-\frac{1}{B_{iM}}\left[\frac{q_i\,(x-b_{i-1})^3}{6}+\right.$ $+\sum_{j=1}^{i-1}q_jl_j\left(\frac{x}{2}-b_j+\right.$ $\left.\left.+\frac{l_j}{2}\right)x\right]$	$\frac{1}{2B_{iM}}\sum_{j=2}^{i}P_j\,(x-b_{j-1})^2$	$-\frac{1}{B_{iM}}\sum_{j=2}^{i}M_jx$

Функция	Вид пролетной нагрузки
	

$$\Phi_{i-1}(q, b_{i-1}) - \Phi_i(q, b_{i-1}) = \frac{b_{i-1}^2}{2}\left(\frac{1}{B_{iM}} - \frac{1}{B_{i-1,M}}\right) \times \sum_{j=1}^{i-2} q_j l_j \left(\frac{b_{i-1}}{3} - b_j + \frac{l_j}{2}\right) - \frac{q_{i-1} l_{i-1}}{12} \times \left[\frac{b_{i-1}^2 (b_{i-1} + b_{i-2})}{B_{iM}} + \frac{l_{i-1}^3}{2B_{i-1,M}}\right] + \frac{1}{6}\left[\left(\frac{1}{B_{iM}} - \frac{1}{B_{i-1,M}}\right) \times \sum_{j=2}^{i-2} P_j (b_{i-1} - b_{j-1})^3 + \frac{P_{i-1} l_{i-1}^3}{B_{iM}}\right] + \frac{b_{i-1}^2}{2}\left[\left(\frac{1}{B_{iM}} - \frac{1}{B_{i-1,M}}\right) \times \sum_{j=2}^{i-2} M_j + \frac{M_{i-1}}{B_{iM}}\right]$$

$$\Phi'_{i-1}(q, b_{i-1}) - \Phi'_i(q, b_{i-1}) = b_{i-1}\left(\frac{1}{B_{iM}} - \frac{1}{B_{i-1,M}}\right) \times \sum_{j=1}^{i-2} q_j l_j \left(\frac{b_{i-1}}{2} - b_j + \frac{l_j}{2}\right) - \frac{q_{i-1} l_{i-1}}{2} \times \left(\frac{b_{i-1} b_{i-2}}{B_{iM}} + \frac{l_{i-1}^3}{3B_{i-1,M}}\right) + \frac{1}{2}\left[\left(\frac{1}{B_{iM}} - \frac{1}{B_{i-1,M}}\right) \times \sum_{j=2}^{i-2} P_j (b_{i-1} - b_{j-1})^2 + \frac{P_{i-1} l_{i-1}^2}{B_{iM}}\right] + b_{i-1}\left[\left(\frac{1}{B_{iM}} - \frac{1}{B_{i-1,M}}\right) \times \sum_{j=2}^{i-2} M_j + \frac{M_{i-1}}{B_{iM}}\right]$$

Примечание. Выражения для разностей функций $F(q, b_{i-1})$, $\Phi(q, b_{i-1})$ и их производных справедливы для всех точек, кроме $i = n + 1$.

уравнение

$$\frac{d^2 y_i(x)}{dx^2} = -\alpha_i^2\left[y_i(x) + \frac{M_A}{N} - \frac{Q_A}{N} x + \frac{M_i(q, x)}{N}\right], \quad (6.293)$$

решение которого

$$y_i(x) = y_A - \frac{M_A}{N} + \frac{Q_A}{N} x + C_i \sin \alpha_i (x - b_{i-1}) + D \cos \alpha_i (x - b_{i-1}) + F_i(q, x) \quad (6.294)$$

и

$$\varphi_i(x) = \frac{Q_A}{N} + \alpha_i C_i \cos \alpha_i (x - b_{i-1}) - \alpha_i D_i \sin \alpha_i (x - b_{i-1}) + F'_i(q, x). \quad (6.295)$$

Здесь $\alpha_i = \sqrt{N/B_{iM}}$ — линейная характеристика участка стержня; $M_i(q, x)$ — момент от пролетной нагрузки в рассматриваемом сечении; $F_i(q, x)$, $F'_i(q, x)$ — частное решение уравнения (6.293), зависящее от вида функции $M_i(q, x)$, и его производная. Значения функций $F_i(q, x)$, $F'_i(q, x)$, а также их разностей в узловых точках (на границах участков) для

наиболее распространенных типов нагрузки, даны в табл. 6.35.

Постоянные интегрирования C_i, D_i определяют из условия неразрывности деформаций на границах участков. Последовательно записывая эти условия для каждой из границ, приходим к уравнениям метода начальных параметров для стержня переменной жесткости:

$$y_i(x) = y_A + \frac{A_{1,i}}{\alpha_1}\varphi_A + \frac{A_{2,i}-1}{N}M_A - \frac{A_{1,i}-\alpha_1 x}{\alpha_1 N}Q + \bar{y}_{1,i}\sin\alpha_i(x-b_{i-1}) + \bar{y}_{2,i}\cos\alpha_i(x-b_{i-1}) + F_i(q,x) - A_{2,i}F_1(q) - A_{1,i}\frac{F_1'(q)}{\alpha_1}; \quad (6.296)$$

$$\varphi_i(x) = \frac{\alpha_i}{\alpha_1}A_{3,i}\varphi_A + \frac{\alpha_i A_{4,i}}{N}M_A - \left(\frac{\alpha_i}{\alpha_1}A_{3,1}-1\right)\frac{Q_A}{N} + \alpha_i[\bar{y}_{1,i}\cos\alpha_i(x-b_{i-1}) - \bar{y}_{2,i}\sin\alpha_i(x-b_{i-1})] + F_i'(q,x) - \alpha_i A_{4,i}F_1(q) - \frac{\alpha_i}{\alpha_1}A_{3,i}F_1'(q). \quad (6.297)$$

В этих уравнениях: $F_1(q)$, $F_1'(q)$ — значения функций $F(q,x)$ и их производных в точке 1; для всех видов нагрузки, указанных в табл. 6.35, кроме первого, $F_1(q)=0$ и $F_1'(q)=0$, для вида 1 — $F_1'(q)=0$ и $F_1(q)=q_1/\alpha_1^2N$;

$$A_{1,i} = k_{1,i}\sin\alpha_i(x-b_{i-1}) + k_{3,i}\cos\alpha_i(x-b_{i-1}); \quad (6.298)$$

$$A_{2,i} = k_{2,i}\sin\alpha_i(x-b_{i-1}) + k_{4,i}\cos\alpha_i(x-b_{i-1}); \quad (6.299)$$

$$A_{3,i} = k_{1,i}\cos\alpha_i(x-b_{i-1}) - k_{3,i}\sin\alpha_i(x-b_{i-1}); \quad (6.300)$$

$$A_{4i} = k_{2,i}\cos\alpha_i(x-b_{i-1}) - k_{4,i}\sin\alpha_i(x-b_{i-1}). \quad (6.301)$$

Значения коэффициентов $k_{j,i}$ в выражениях (6.298) ... (6.301), равно как и значения параметров $\bar{y}_{1,i}$, $\bar{y}_{2,i}$ в уравнениях (6.298) и (6.299), устанавливают из рекуррентных соотношений

$$k_{1,i} = \frac{\alpha_{i-1}}{\alpha_i}(k_{1,i-1}\cos u_{i-1} - k_{3,i-1}\sin u_{i-1}); \quad (6.302)$$

$$k_{2,i} = \frac{\alpha_{i-1}}{\alpha_i}(k_{2,i-1}\cos u_{i-1} - k_{4,i-1}\sin u_{i-1}); \quad (6.303)$$

$$k_{3i} = k_{1,i-1}\sin u_{i-1} + k_{3,i-1}\cos u_{i-1}; \quad (6.304)$$

$$k_{4,i} = k_{2,i-1}\sin u_{i-1} + k_{4,i-1}\cos u_{i-1}; \quad (6.305)$$

$$\bar{y}_{1,i} = \frac{\alpha_{i-1}}{\alpha_i}(\bar{y}_{1,i-1}\cos u_{i-1} - \bar{y}_{2,i-1}\sin u_{i-1}) + \frac{F_{i-1}'(q,b_{i-1}) - F_i'(q,b_{i-1})}{\alpha_i}; \quad (6.306)$$

$$\bar{y}_{2,i} = \bar{y}_{1,i-1}\sin u_{i-1} + \bar{y}_{2,i-1}\cos u_{i-1} + F_{i-1}(q,b_{i-1}) - F_i(q,b_{i-1}), \quad (6.307)$$

где $u_{i-1} = \alpha_{i-1}l_{i-1}$, с учетом очевидных условий $k_{1,1}=k_{4,1}=1$; $k_{2,1}=k_{3,1}=0$; $\bar{y}_{1,1}=\bar{y}_{2,1}=0$; значения разностей функций $F(q)$ и их производных можно определять, пользуясь табл. 6.35.

В тех случаях, когда продольным изгибом элемента можно пренебречь, уравнения (6.298) и (6.299) принимают вид:

$$y_i(x) = y_A + \varphi_A x - \left[\frac{(x-b_{i-1})^2}{2B_{iM}} + \sum_{j=1}^{i-1}\frac{l_j}{B_{jM}}\left(x-b_j+\frac{l_j}{2}\right)\right]M_A + \left\{\frac{(x-b_{i-1})^2(x+2b_{i-1})}{6B_{iM}} + \sum_{j=1}^{i-1}\frac{l_j}{B_{jM}}\left[(x-b_j)\left(b_j-\frac{l_j}{2}\right) + l_j\left(\frac{b_j}{2}-\frac{l_j}{3}\right)\right]\right\}Q_A + \Phi_i(q,x) + \sum_{j=2}^{i}[\Phi_{j-1}(q,b_{j-1}) - \Phi_i(q,b_{j-1})] + \sum_{j=2}^{i}(x-b_{j-1})[\Phi_{j-1}'(q,b_{j-1}) - \Phi_j'(q,b_{j-1})]; \quad (6.308)$$

$$\varphi_i(x) = \varphi_A - \left(\frac{x-b_{i-1}}{B_{iM}} + \sum_{j=1}^{i-1}\frac{l_j}{B_{jM}}\right)M_A + \left[\frac{x^2-b_{i-1}^2}{2B_{iM}} + \sum_{j=1}^{i-1}\frac{l_j}{B_{jM}}\left(b_j-\frac{l_j}{2}\right)\right]Q_A + \Phi_i'(q,x) + \sum_{j=2}^{i}[\Phi_{j-1}'(q,b_{j-1}) - \Phi_j'(q,b_{j-1})], \quad (6.309)$$

где

$$\Phi_i'(q, x) = \frac{1}{B_i}\int M_i(q, x)\,dx,\ \Phi_i(q, x) = \int \Phi_i'(q, x)\,dx.$$

Значения указанных функций, а также их разностей в узловых точках даны в табл. 6.35.

Уравнения (6.296), (6.297) или (6.308), (6.309) позволяют перейти к любому из методов строительной механики — методу сил, методу перемещений и др. Как правило, более простым для расчета рам в нелинейной постановке оказывается метод перемещений. Основные уравнения метода для упругих рам остаются в силе, меняются лишь выражения для определения реакций связей. Эти выражения даны в табл. 6.36 (положительные направления реакций показаны на эскизах).

В табл. 6.36:

$$\bar{u}_1 = \alpha_1 l, \tag{6.310}$$

$$D_1 = k_{1,n+1} + k_{4,n+1} - \bar{u}_1 k_{2,n+1} - 2; \tag{6.311}$$

$$D_2 = S_1 S_3 - S_2^2; \tag{6.312}$$

$$D_3 = k_{3,n+1} - \bar{u}_1 k_{4,n+1}; \tag{6.313}$$

$$D_4 = l^2 S_1 - 2lS_2 + S_3; \tag{6.314}$$

$$S_1 = \sum_{i=1}^{n} \frac{l_i}{B_{iM}}; \tag{6.315}$$

$$S_2 = \sum_{i=1}^{n} \frac{l_i}{B_{iM}}\left(b_i - \frac{l_i}{2}\right); \tag{6.316}$$

$$S_3 = \sum_{i=1}^{n} \frac{l_i}{B_{iM}}\left(\frac{l_i^2}{3} + b_i b_{i-1}\right); \tag{6.317}$$

$$\beta = \frac{1 + \bar{u}_1 k_{2,n+1} - k_{4,n+1}}{\bar{u}_1}; \tag{6.318}$$

$$\gamma = \frac{k_{2,n+1}}{\bar{u}_1^2}. \tag{6.319}$$

Параметры $W_1(q)$, $W_1(M)$, $W_1(P)$ и соответствующие величины могут быть записаны в общем виде:

$$W_1 = \sum_{i=1}^{n} [\Phi_i(q, b_i) - \Phi_i(q, b_{i-1})] - \sum_{i=1}^{n} [b_i \Phi_i'(q, b_i) - b_{i-1}\Phi_i'(q, b_{i-1})]; \tag{6.320}$$

$$W_2 = \sum_{i=1}^{n} [\Phi_i'(q, b_i) - \Phi_i'(q, b_{i-1})]; \tag{6.321}$$

значения $\Phi_i(q)$ и $\Phi_i'(q)$ для каждой конкретной нагрузки расшифровываются в соответствии с табл. 6.35.

Аналогично в общем виде записывают и параметры $\Delta_1(q)$, $\Delta_1(P)$, $\Delta_1(M)$, $\Delta_2(q)$, $\Delta_2(P)$, $\Delta_2(M)$:

$$\Delta_1 = \bar{y}_{1,n+1}(\bar{u}_1 - k_{3,n+1}) + \bar{y}_{2,n+1}(k_{1,n+1} - 1); \tag{6.322}$$

$$\Delta_2 = \bar{y}_{2,n+1} k_{2,n+1} - \bar{y}_{1,n+1}(k_{4,n+1} - 1). \tag{6.323}$$

Величины $\bar{y}_{1,n+1}$, $\bar{y}_{2,n+1}$ при этом определяют по рекуррентным формулам (6.306), (6.307) с подстановкой соответствующих действующей нагрузке значений $F(q, b_i)$, $F'(q, b_i)$.



Рис. 6.131. К примеру расчета стержня по деформированной схеме.

Из рекуррентных соотношений определяют и коэффициенты $k_{1,n+1} \ldots k_{4,n+1}$ (формулы (6.302) ... (6.305)). Как при определении этих коэффициентов, так и при определении параметров $\bar{y}_{1,n+1}$, $\bar{y}_{2,n+1}$ линейную характеристику фиктивного «$n+1$»-го участка принимают равной $\alpha_{n+1} = \alpha_1$; кроме того, при определении $\bar{y}_{1,n+1}$ и $\bar{y}_{2,n+1}$ принимают $F_{n+1}(q, l) = 0$ и $F'_{n+1}(q, l) = 0$.

После того как статическая неопределимость раскрыта, прогибы элементов рамы определяют из выражения (6.296) или (6.308), а изгибающие моменты — по формуле

$$M_i(x) = y_i(x) N + M_A - Q_A x + M(q, x). \tag{6.324}$$

При расчете рам методом перемещений вторым членом интеграла Мора как правило пренебрегают. Если учет этого члена необходим, взаимное перемещение концов стержня, вызванное его обжатием (растяжением), может быть определено по формуле

$$\Delta l = N \sum_{i=1}^{n} \frac{1}{B_{iN}}. \tag{6.325}$$

Пример 6.13. Дано: стержень, защемленный на одном конце и шарнирно опертый — на другом, загружен осевой силой и поперечной нагрузкой (рис. 6.131). Пролет стержня разбит на шесть участков *. На предыдущей итерации

* Количество участков, на которые разбивают пролет стержня, принято в примере равным шести ради уменьшения объема вычислений. В практических расчетах количество участков следует принимать не менее десяти.

Таблица 6.36. **Опорные реакции стержней при расчете рам методом перемещений**

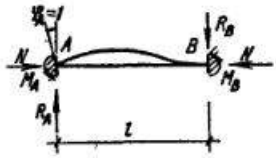
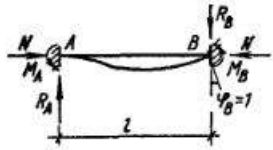
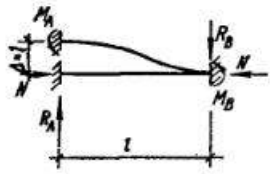
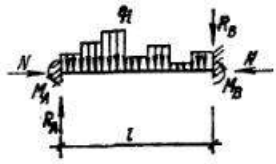
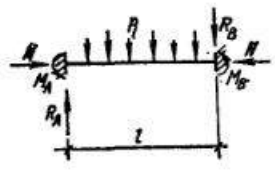
Схема балки и воздействие на нее	Расчетные формулы	
	при учете продольного изгиба	без учета продольного изгиба
	$M_A = \frac{Nl}{D_1}\left(k_{1,n+1} - \frac{k_{3,n+1}}{\bar{u}_1}\right);$ $M_B = \frac{Nl}{D_1}\left(\frac{k_{3,n+1}}{\bar{u}_1} - 1\right);$ $R_A = R_B = N\frac{k_{1,n+1} - 1}{D_1}$	$M_A = \frac{S_3}{D_2};$ $M_B = \frac{S_2 l - S_3}{D_2};$ $R_A = R_B = \frac{S_2}{D_2}$
	$M_A = \frac{Nl}{D_1}\left(\frac{k_{3,n+1}}{\bar{u}_1} - 1\right);$ $M_B = \frac{Nl}{D_1}\left(k_{4,n+1} - \frac{k_{3,n+1}}{\bar{u}_1}\right);$ $R_A = R_B = \frac{k_{4,n+1} - 1}{D_1}N$	$M_A = \frac{S_2 l - S_3}{D_2};$ $M_B = \frac{D_4}{D_2};$ $R_A = R_B = \frac{S_1 l - S_2}{D_2}$
	$M_A = N\frac{k_{1,n+1} - 1}{D_1};$ $M_B = N\frac{k_{4,n+1} - 1}{D_1};$ $R_A = R_B = N\frac{\bar{u}_1 k_{2,n+1}}{D_1}$	$M_A = \frac{S_2}{D_2};$ $M_B = \frac{S_1 l - S_2}{D_2};$ $R_A = R_B = \frac{S_1}{D_2}$
	$M_A = \frac{\Delta_1(q)N + \beta q_1 l^2}{D_1};$ $M_B = R_A l - M_A - $ $- \sum_{i=1}^{n} q_i l_i \left(l - b_i - \frac{l_i}{2}\right);$ $R_A = \alpha_1 \frac{\Delta_2(q)N + \gamma q_1 l^2}{D_1};$ $R_B = R_A - \sum_{i=1}^{n} q_i l_i$	$M_A = \frac{W_1(q)S_2 + W_2(q)S_3}{D_2};$ $M_B = R_A l - M_A - $ $- \sum_{i=1}^{n} q_i l_i \left(l - b_i - \frac{l_i}{2}\right);$ $R_A = \frac{W_1(q)S_1 + W_2(q)S_2}{D_2};$ $R_B = R_A - \sum_{i=1}^{n} q_i l_i$
	$M_A = \frac{\Delta_1 P}{D_1}N;$ $M_B = R_A l - M_A - $ $- \sum_{i=2}^{n-1} P_i (l - b_{i-1});$ $R_A = \alpha_1 N \frac{\Delta_2(P)}{D_1};$ $R_B = R_A - \sum_{i=1}^{n} P_i$	$M_A = \frac{W_1(P)S_2 + W_2(P)S_3}{D_2};$ $M_B = R_A l - M_A - $ $- \sum_{i=2}^{n} P_i (l - b_{i-1});$ $R_A = \frac{W_1(P)S_1 + W_2(P)S_2}{D_2};$ $R_B = R_A - \sum_{i=2}^{n-1} P_i$

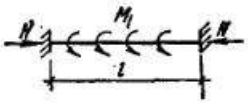
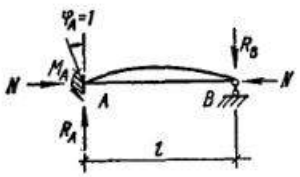
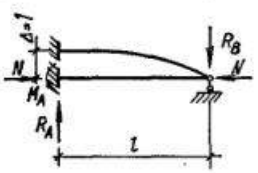
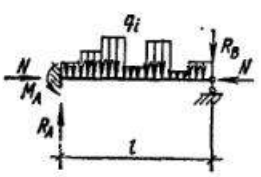
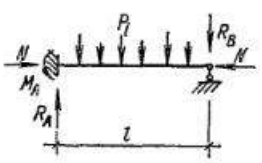
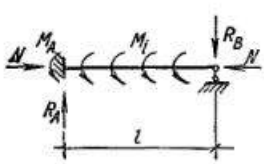
Схема балки и воздействие на нее	Расчетные формулы	
	при учете продольного изгиба	без учета продольного изгиба
	$M_A = N\dfrac{\Delta_1(M)}{D_1}$; $M_B = R_A l - M_A - \sum_{i=1}^{n} M_i$; $R_A = R_B = \alpha_1 N \dfrac{\Delta_2(M)}{D_1}$	$M_A = \dfrac{W_1(M)S_2 + W_2(M)S_3}{D_2}$; $M_B = R_A l - M_A - \sum_{i=1}^{n} M_i$; $R_A = R_B = \dfrac{W_1(M)S_1 + W_2(M)S_2}{D_2}$
	$M_A = Nl\dfrac{k_{3,n+1}}{D_3}$; $R_A = R_B = N\dfrac{k_{3,n+1}}{D_3}$	$M_A = \dfrac{l^2}{D_4}$; $R_A = R_B = \dfrac{l}{D_4}$
	$M_A = N\dfrac{k_{3,n+1}}{D_3}$; $R_A = R_B = N\alpha_1\dfrac{k_{4,n+1}}{D_3}$	$M_A = \dfrac{l}{D_4}$; $R_A = R_B = \dfrac{1}{D_4}$
	$M_A = \dfrac{\bar{u}_1\bar{y}^{(q)}_{2,n+1}N - k_{4,n+1}\dfrac{q_1 l^2}{\bar{u}_1}}{D_3} - \dfrac{k_{3,n+1} - \bar{u}_1}{D_3} \times \times \sum_{i=1}^{n} q_i l_i \left(l - b_i + \dfrac{l_i}{2}\right)$; $R_A = \alpha_1\left[\dfrac{\bar{y}^{(q)}_{2,n+1}N - k_{4,n+1}\dfrac{q_1 l^2}{\bar{u}_1}}{D_3} - \dfrac{k_{4,n+1} - 1}{D_3} \times \times \sum_{i=1}^{n} q_i l_i \left(l - b_i + \dfrac{l_i}{2}\right)\right]$; $R_A = R_B - \sum_{i=1}^{n} q_i l_i$	$M_A = \dfrac{W_1(q) - lW_2(q)}{D_4} l + \dfrac{lS_2 - S_3}{D_4} \times \times \sum_{i=1}^{n} q_i l_i \left(l - b_i + \dfrac{l_i}{2}\right)$; $R_A = \dfrac{W_1(q) - lW_2(q)}{D_4} + \dfrac{lS_1 - S_2}{D_4} \times \times \sum_{i=1}^{n} q_i l_i \left(l - b_i + \dfrac{l_i}{2}\right)$; $R_A = R_B - \sum_{i=1}^{n} q_i l_i$

Схема балки и воздействие на нее	Расчетные формулы	
	при учете продольного изгиба	без учета продольного изгиба
	$M_A = \frac{\bar{u}_1 \bar{y}^{(p)}_{2,n+1}}{D_3} N - \frac{k_{3,n+1} - \bar{u}_1}{D_3} \sum_{i=2}^{n} P_i (l - b_{i-1});$ $R_A = \alpha_1 \left[\frac{\bar{y}^{(p)}_{2,n+1}}{D_3} N - \frac{k_{4,n+1} - 1}{D_3} \sum_{i=2}^{n} P_i (l - b_i) \right];$ $R_B = R_A - \sum_{i=2}^{n} P_i$	$M_A = \frac{W_1(P) - lW_2(P)}{D_4} l + \frac{lS_2 - S_3}{D_4} \times \sum_{i=2}^{n} P_i (l - b_{i-1});$ $R_A = \frac{W_1(P) - lW_2(P)}{D_4} + \frac{lS_1 - S_2}{D_4} \sum_{i=2}^{n} P_i (l - b_{i-1});$ $R_B = R_A - \sum_{i=2}^{n} P_i$
	$M = \frac{\bar{u}_1 \bar{y}^{(M)}_{2,n+1} N - (k_{3,n+1} - \bar{u}_1) \sum_{i=2}^{n} M_i}{D_3};$ $R_A = R_B = \alpha_1 \frac{\bar{y}_{2,n+1} N - (k_{4,n+1} - 1) \sum_{i=2}^{n} M_i}{D_3}$	$M_A = \frac{W_1(M) - lW_2(M)}{D_4} l + \frac{lS_2 - S_3}{D_4} \sum_{i=2}^{n} M_i;$ $R_A = R_B = \frac{W_1(M) - lW_2(M)}{D_4} + \frac{lS_1 - S_2}{D_4} \sum_{i=2}^{n} M_i$

получены следующие величины жесткостей: $B_{1M} = 1{,}1 \cdot 10^4$ кН·м²; $B_{2M} = 1{,}35 \cdot 10^4$ кН · м²; $B_{3M} = 1{,}4 \cdot 10^4$ кН · м²; $B_{4M} = 1{,}27 \cdot 10^4$ кН·м²; $B_{5M} = 1{,}32 \cdot 10^4$ кН·м²; $B_{6M} = 1{,}5 \cdot 10^4$ кН·м².

Требуется определить усилия и прогибы в сечениях стержня с учетом его продольного изгиба.

Р а с ч е т. Начинаем с определения характеристик α_i:

$$\alpha_1 = 10^{-2}\sqrt{800/1{,}1} = 0{,}270 \text{ м}^{-1}, \quad \alpha_2 = 10^{-2}\sqrt{800/1{,}35} = 0{,}243 \text{ м}^{-1}; \quad \alpha_3 = 10^{-2}\sqrt{800/1{,}4} = 0{,}239 \text{ м}^{-1}; \quad \alpha_4 = 10^{-2}\sqrt{800/1{,}27} = 0{,}251 \text{ м}^{-1}; \quad \alpha_5 = 10^{-2}\sqrt{800/1{,}32} = 0{,}246 \text{ м}^{-1}; \quad \alpha_6 = 10^{-2}\sqrt{800/1{,}5} = 0{,}231 \text{ м}^{-1}$$

и $\alpha_7 = \alpha_1 = 0{,}270$ м$^{-1}$, тогда при $l_i = l/6 = 1{,}0$ $\bar{u}_1 = 0{,}270 \cdot 6 = 1{,}62$; $u_1 = 0{,}270 \cdot 1 = 0{,}270$; $u_2 = 0{,}243 \cdot 1 = 0{,}243$ и т. д.

Затем по формулам (6.302) ... (6.305) находим:

$k_{1,1} = 1$; $k_{2,1} = 0$; $k_{3,1} = 0$; $k_{4,1} = 1$;

$$k_{1,2} = \frac{0{,}270}{0{,}243}(1 \cdot \cos 0{,}270 - 0 \cdot \sin 0{,}270) = 1{,}0709;$$

$$k_{2,2} = \frac{0{,}270}{0{,}243}(0 \cdot \cos 0{,}270 - 1 \cdot \sin 0{,}270) = -0{,}2964;$$

$k_{3,2} = 1 \cdot \sin 0{,}270 + 0 \cdot \cos 0{,}270 = 0{,}2667$;

$k_{4,2} = 0 \cdot \sin 0{,}270 + 1 \cdot \cos 0{,}270 = 0{,}9638$

и аналогично:

$k_{1,3} = 0{,}9915$, $k_{2,3} = -0{,}5283$, $k_{3,3} = 0{,}5166$, $k_{4,3} = 0{,}8641$; $k_{1,4} = 0{,}8009$, $k_{2,4} = -0{,}6835$, $k_{3,4} = 0{,}7366$, $k_{4,4} = 0{,}7145$; $k_{1,5} = 0{,}6049$; $k_{2,5} = -0{,}8566$, $k_{3,5} = 0{,}9124$, $k_{4,5} = 0{,}5224$; $k_{1,6} = 0{,}3881$, $k_{2,6} = -1{,}0202$, $k_{3,6} = 1{,}0323$, $k_{4,6} = 0{,}2980$; $k_{1,7} = 0{,}1210$; $k_{2,7} = -0{,}9081$,

$$k_{3,7} = 1{,}0937,$$
$$k_{4,7} = 0{,}0567.$$

Найдем теперь величины $\bar{y}_{1,i}$ и $\bar{y}_{2,i}$, предварительно (с помощью табл. 6.35) вычислив параметры: $\Delta F_{i-1} = F_{i-1}(q, b_{i-1}) - F_i(q, b_{i-1})$,

$$\Delta F_1 = \frac{1}{800}\left(\frac{28}{0{,}270^2} - \frac{25}{0{,}243^2}\right) = -0{,}1006 \text{ м};$$

$$\Delta F_2 = \frac{1}{800}\left(\frac{25}{0{,}243^2} - \frac{25}{0{,}239^2}\right) = -0{,}0179 \text{ м};$$

$$\Delta F_3 = 0{,}0511 \text{ м}; \quad \Delta F_4 = -0{,}0204 \text{ м};$$

$$\Delta F_5 = -0{,}0692 \text{ м}; \quad \Delta F_6 = F_6(q, l) =$$

$$= -\frac{1}{800}\left[\frac{25\,(6-5)^2}{2} - \frac{25}{0{,}231^2} + 25 \cdot 1\,(6 - 1 + 0{,}5 + 6 - 2 + 0{,}5 + 6 - 3 + 0{,}5 + 6 - 4 + 0{,}5 + 6 - 5 + 0{,}5)\right] = 0{,}0231 \text{ м}$$

и параметры $\Delta F'_{i-1} = F'_{i-1}(q, b_{i-1}) - F'_i(q, b_{i-1})$. Согласно табл. 6.35 для всех $i < n+1$ $\Delta F'_i = 0$, а $\Delta F'_n = F'_n(q, l) - 0 = -(1/800)\,(25 \cdot 6) = -0{,}1875$. Тогда по формулам (6.306), (6.307) при $\bar{y}_{1,1} = \bar{y}_{2,1} = 0$;

$$\bar{y}_{1,2} = \frac{0{,}270}{0{,}243}\,(0 \cdot \cos 0{,}270 - 0 \cdot \sin 0{,}270) + \frac{0}{0{,}243} = 0;$$

$$\bar{y}_{2,2} = 0 \cdot \sin 0{,}270 + 0 \cdot \cos 0{,}270 - 0{,}1006 = -0{,}1006 \text{ м};$$

$$\bar{y}_{1,3} = \frac{0{,}243}{0{,}239}\,(0 + 0{,}1006 \cdot \sin 0{,}243) + \frac{0}{0{,}239} = 0{,}0246 \text{ м};$$

$$\bar{y}_{2,3} = 0 - 0{,}1006 \cdot \cos 0{,}243 - 0{,}0179 = -0{,}1155 \text{ м};$$

$$\bar{y}_{1,4} = 0{,}0488 \text{ м}; \quad \bar{y}_{2,4} = -0{,}0553 \text{ м};$$

$$\bar{y}_{1,5} = 0{,}0623 \text{ м};$$

$$\bar{y}_{2,5} = -0{,}0619 \text{ м}; \quad \bar{y}_{1,6} = 0{,}0004 \text{ м};$$

$$\bar{y}_{2,6} = -0{,}1140 \text{ м};$$

$$\bar{y}_{1,7} = -0{,}6051 \text{ м}; \quad \bar{y}_{2,7} = -0{,}0695 \text{ м}.$$

Далее по формуле (6.313) находим $D_3 = 1{,}0937 - 1{,}62 \cdot 0{,}0567 = 1{,}0018$, а затем, используя табл. 6.36, вычисляем

$$M_A = \frac{-0{,}0695 \cdot 1{,}62 \cdot 800 - 0{,}0567\,\frac{25 \cdot 6^2}{1{,}62}}{1{,}0018} - \frac{1{,}0937 - 1{,}62}{1{,}0018}\,25 \cdot 1\,(6 - 1 + 0{,}5 + 6 - 2 + 0{,}5 + 6 - 3 + 0{,}5 + 6 - 4 + 0{,}5 + 6 - 5 + 0{,}5 + 6 - 6 + 0{,}5) = 115 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$R_A = 0{,}270\left[\frac{-0{,}0695 \cdot 800 - 0{,}0567 \cdot \frac{25 \cdot 6^2}{1{,}62^2}}{1{,}0018} - \frac{0{,}0567 - 1}{1{,}0018}\,25 \cdot 1{,}0\,(6 - 1 + 0{,}5 + 6 - 2 + 0{,}5 + 6 - 3 + 0{,}5 + 6 - 4 + 0{,}5 + 6 - 5 + 0{,}5 + 6 - 6 + 0{,}5)\right] = 94{,}1 \text{ кН}.$$

После того как статическая неопределимость раскрыта, ищем прогибы в узловых точках, привлекая для этого уравнение (6.296), которое при $x_i = b_{i-1}$ с учетом $\varphi_A = 0$ и $y_A = 0$ принимает вид:

$$y_i = \frac{k_{4,i} - 1}{N}\,M_A - \frac{k_{3,i} - \alpha_1 b_{i-1}}{\alpha_1 N}\,Q + \bar{y}_{2,i} + F_i(q, b_{i-1}) - k_{4,i}\,\frac{ql^2}{\bar{u}_1^2 N}.$$

Предварительно, пользуясь табл. 6.35, вычисляем значения $F_i(q, b_{i-1})$:

$$F_2(q, b_1) = -\frac{25}{800}\left[-\frac{1}{0{,}243^2} + 1\,(1 - 1 + 0{,}5)\right] = 0{,}5136 \text{ м};$$

$$F_3(q, b_2) = -\frac{25}{800}\left[-\frac{1}{0{,}239^2} + 1\,(2 - 1 + 0{,}5 + 2 - 2 + 0{,}5)\right] = 0{,}4846 \text{ м};$$

$$F_4(q, b_3) = -\frac{25}{800}\left[-\frac{1}{0{,}251^2} + 1\,(3 - 1 + 0{,}5 + 3 - 2 + 0{,}5 + 3 - 3 + 0{,}5)\right] = 0{,}3554 \text{ м}$$

и далее, аналогично, $y_4 = -0{,}0151$ м, $y_5 = -0{,}015$ м, $y_6 = -0{,}009$ м. То, что прогибы получились отрицательными, обусловлено выбором направления оси ординат (см. рис. 6.130, *б*).

Изгибающие моменты в узловых точках стержня определяем по формуле (6.324):

$$M_1 = M_A = 115 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_2 = -0{,}004 \cdot 800 + 115 - 94{,}1 \cdot 1 + \frac{25 \cdot 1^2}{2} = 36{,}5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = -0{,}011 \cdot 800 + 115 - 94{,}1 \cdot 2 + \frac{25 \cdot 2^2}{2} = -31{,}8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$M_4 = -67{,}0$ кН · м; $M_5 = -73{,}5$ кН · м;

$M_6 = -50{,}2$ кН · м; $M_7 = 0$.

Описанный способ решения задачи — не единственный. Здесь могут быть применены интерполяционные полиномы, интегрирование по участкам постоянной жесткости, различные модификации метода конечных элементов и т. п.

Какой бы из перечисленных путей решения задачи ни был избран, необходимо располагать определенными выражениями для определения жесткостей сечений. К функциям жесткости, принимаемым для расчета рам в рассматриваемой постановке, предъявляют следующие требования:

указанные функции должны описывать изменение жесткости на всех этапах нагружения, вплоть до исчерпания несущей способности сечения;

желательно, чтобы функции не имели разрывов («скачков») на всем интервале их определения.

Первое требование вытекает из самой постановки задачи. Что же касается второго требования, то, как известно, наличие разрывов в функциях резко ухудшает сходимость итерационных процессов. При неудачном выборе функций жесткости может случиться, что итерационный процесс сходиться не будет (как это показано, например, в работе А. А. Дыховичного [18]) еще задолго до того, как отсутствие сходимости будет вызвано физическими причинами.

Возможны различные варианты записи функции жесткости в виде, отвечающем указанным требованиям [28].

Таким образом, алгоритм расчета рам как единых физически и геометрически нелинейных систем может быть сформулирован так.

1. В рассматриваемой схеме загружения все нагрузки считаются однопараметрическими, т. е. изменяющимися пропорционально одному параметру p.

2. Задают начальное значение указанного параметра $p = p_0$.

3. Усилия в элементах рамы определяют в предположении ее упругой работы.

4. По найденным значениям усилий определяют жесткости сечений элементов рамы.

5. С учетом полученных жесткостей определяют усилия в элементах рамы и расчет по пп. 4 и 5 повторяют до тех пор, пока с заданной точностью не будет достигнута сходимость итерационного процесса.

6. С заданным шагом увеличивают нагрузку ($p = p + \Delta p$) и расчет по пп. 3...6 * повторяют вплоть до выполнения одного из критериев исчерпания несущей способности системы.

Как отмечалось, такими критериями являются разрушение одного из элементов рамы (исчерпание несущей способности одного из сечений), либо потеря устойчивости рамы в целом или группы ее элементов. Что касается первого из критериев, то формализовать его возможно с использованием зависимостей, приведенных в гл. 3. Несущая способность системы (нагрузка, соответствующая достижению критерия) здесь может быть определена с любой наперед заданной точностью.

В случае, если причиной отказа системы является потеря устойчивости, «точно» определить критическую нагрузку не удается: с приближением к экстремальной точке на диаграмме «нагрузка — характерное перемещение» (см. рис. 6.129) сходимость итерационного процесса ухудшается; процесс перестает сходиться не в самой экстремальной точке, но на некотором расстоянии слева от нее. Анализ, выполненный в НИИСК Госстроя СССР, показывает, что при надлежащем выборе функций жесткости разница между максимальной нагрузкой, при которой процесс еще сходится, и критической не превышает 5...7 %.

Таким образом, в практических расчетах в качестве критерия потери устойчивости рамы можно принять расходимость итерационного процесса (подчеркнем еще раз, что эта расходимость не должна быть обусловлена неудачным выбором функции жесткости). При этом для более полной оценки поведения системы рекомендуется строить диаграмму состояний системы при изменении нагрузки (кривую «нагрузка — характерное перемещение») и диаграмму отпорности [7].

Расчет железобетонных рам как единых физически и геометрически нелинейных систем является наиболее общим и, по-видимому, наиболее перспективным. Недостаток — большой расход машинного времени. Этот недостаток усугубляется тем, что пока еще не сформулированы принципы, на основании которых можно было бы выбрать определяющую схему загружения рамы, так что приходится перебирать ряд возможных схем.

Конструирование рам

Железобетонные рамы состоят из сжатых (колонны, стойки) и изгибаемых (ригели) элементов. Эти элементы конструируют в соответствии с указаниями, приведенными в настоящей главе (см. «Колонны» и «Балки»).

Отличительная особенность рам в конструктивном отношении — наличие жестких узлов. Конструкции узлов сборных рам рассмотрены в настоящей главе (см. «Особенности конструирования элементов сборных железобетонных конструкций»). Рассмотрим принципы конструирования узлов монолитных рам.

Узлы представляют собой ответственную часть монолитных рам. Их конструкция должна создавать предусмотренную расчетом жесткость, обеспечивать безопасное восприятие действующих усилий и, кроме того, должна быть удобной для производства работ.

Ригели рам могут соединяться с концом стойки или в пределах ее высоты. В пределах высоты стойки элементы в узлах сопрягаются под прямым углом. Оси элементов, стыкующихся в верхнем конце стойки, могут пересекаться как под прямым, так и под тупым углом.

Узлы примыкания ригеля к верху крайней стойки под прямым углом (Г-образные узлы) ар-

* В целях ускорения сходимости процесса при $p > p_0$ вместо расчета по п. 3 алгоритма можно выполнить расчет с использованием жесткостей, полученных на предыдущем шаге по нагрузке.

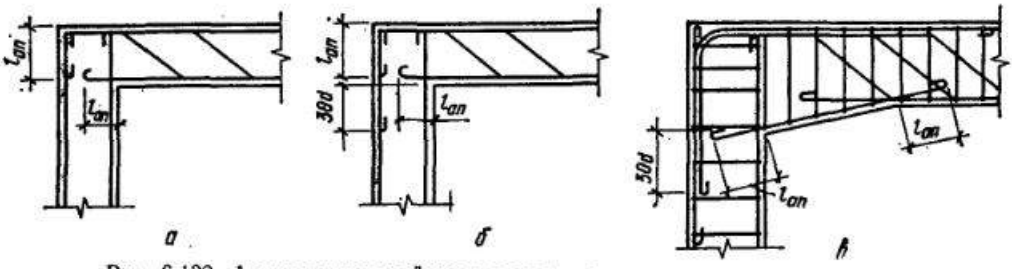


Рис. 6.132. Армирование крайних верхних узлов рам отдельными стержнями:

а — при $e_0/h \leqslant 0{,}25$; *б* — при $0{,}25 < e_0/h \leqslant 0{,}5$; *в* — при $e_0/h > 0{,}5$; при арматуре периодического профиля крюки отсутствуют.

мируют в зависимости от величины действующих изгибающих моментов:

1. Если изгибающий момент в верхнем сечении стойки невелик ($e_0/h \leqslant 0{,}25$, где e_0 — эксцентриситет продольной силы относительно геометрической оси стойки, h — высота ее сечения), армирование можно выполнять, как показано на рис. 6.132, *а*).

2. При средних величинах изгибающего момента ($0{,}25 < e_0/h \leqslant 0{,}5$), помимо такого же перепуска, как на рис. 6.132, *а*, не менее двух стержней должны быть заведены за нижнюю грань ригеля на 30 диаметров (рис. 6.132, *б*).

3. При больших изгибающих моментах в верхнем сечении стойки ($e_0/h > 0{,}5$) часть стержней стойки может быть доведена до верха ригеля, а часть должна быть заведена в ригель. Стержни верхней опорной арматуры ригеля должны быть заведены в стойку за нижнюю грань ригеля не менее, чем на 30 диаметров, причем в одном сечении обрывать более двух стержней не рекомендуется. Перегиб стержней в углах следует осуществлять по дуге круга радиусом r, при этом должно выполняться условие $5d \leqslant r \leqslant 15d$.

Армирование Г-образных узлов выполняют и с применением сварных стыков арматуры (сварных сеток). Варианты такого армирования показаны на рис. 6.133.

Стержни, образующие армирование узла, – растянутые и сжатые — должны быть надежно заанкерены в смежном элементе узла; необходимую длину зоны анкеровки принимают по формуле (5.16). При этом растянутые стержни должны обязательно анкериться в сжатом бетоне. Армирование Г-образных узлов при растянутых гранях входящего угла выполняют в виде системы пересекающихся стержней, причем стержни, расположенные у растянутых граней, доводят до перпендикулярных им сжатых граней (с учетом толщины защитного слоя) — рис. 6.134, *а*. В том случае, если длина зоны анкеровки этих стержней оказывается не-

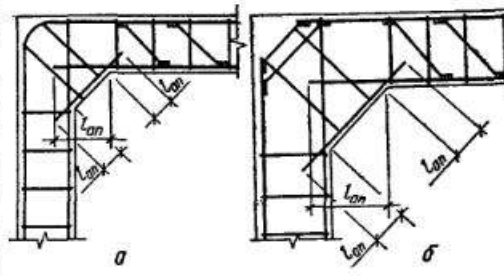


Рис. 6.133. Армирование крайних верхних узлов рам сварными сетками при сжатых гранях входящего угла.

достаточной, на их концах приваривают коротыши или шайбы (рис. 6.134, *б*). Площадь сечения наклонных стержней *1*, в рассматриваемых узлах, принимают равной 0,2 от площади растянутой арматуры ригеля.

Количество стержней 2, устанавливаемых в узле (рис. 6.134, *а* и 6.134, *б*), зависит от его

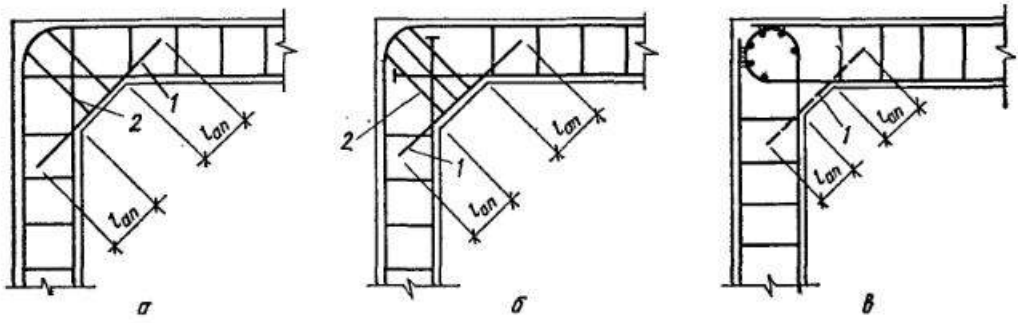


Рис. 6.134. Армирование крайних верхних узлов рам сварными сетками при растянутых гранях входящего угла:

а — при заанкеривании растянутых стержней за счет сцепления; *б* — то же, путем устройства анкерных шайб; *в* — при заанкеривании растянутой арматуры за счет устройства петлевых стыков.

размеров и действующих в нем усилий. В узлах, показанного на рис. 6.134, *б* типа, такие стержни должны быть рассчитаны на восприятие равнодействующей усилий в пересекающихся растянутых стержнях, не доводимых до сжатых граней. Стержни 2 могут устанавливаться параллельно друг другу (как это показано на рис. 6.134, *а* и 6.134, *б*) под прямым углом к стержню 1, либо расходиться от последнего «веером».

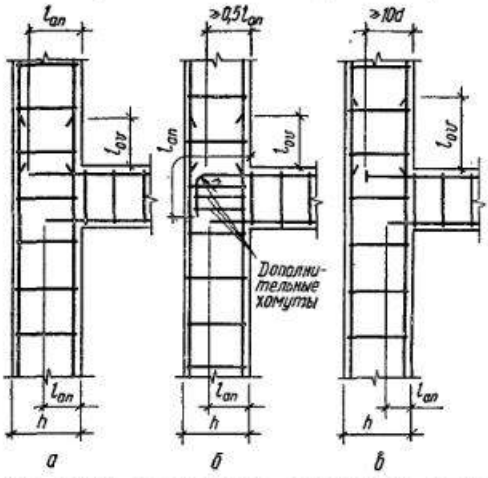


Рис. 6.135. Армирование сопряжения промежуточного ригеля со стойкой:

а — в случаях, когда расстояние до наружных арматурных стержней стойки больше l_{an}; *б* — то же, когда меньше; *в* — вариант усиления анкеровки растянутых стержней ригеля шайбой.

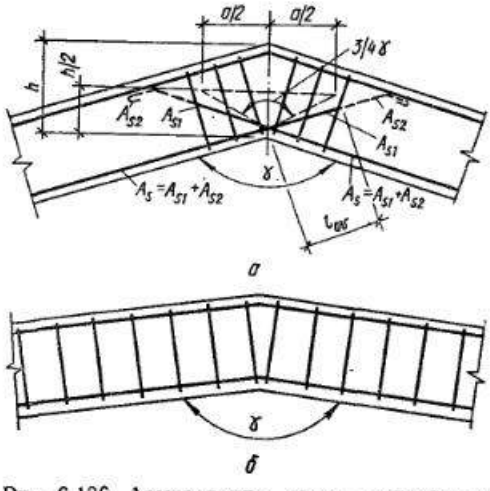


Рис. 6.136. Армирование узлов сопряжения ломаного ригеля:

а — при $\gamma < 160°$; *б* — при $\gamma \geq 160°$.

За рубежом для армирования Г-образных узлов с растянутыми гранями входящего угла применяют также петлевой стык растянутой арматуры (рис. 6.134, *в*).

Продольные рабочие стержни стойки в Г-образных узлах, как правило, доводят до верха ригеля. Поперечную арматуру (хомуты) ригеля и стойки доводят до внутренней грани стойки и низа ригеля соответственно.

На рис. 6.132 показана конструкция узла как с вутом, так и без него. На практике применяют оба варианта, однако вариант с устройством вута предпочтительней. Вут снижает концентрацию напряжений во входящем углу, облегчает распалубку; кроме того, конструкция узла с вутом более эстетична. Вуты необходимы в тех случаях, когда благодаря большой жесткости стоек в узлах рамы возникают значительные моменты.

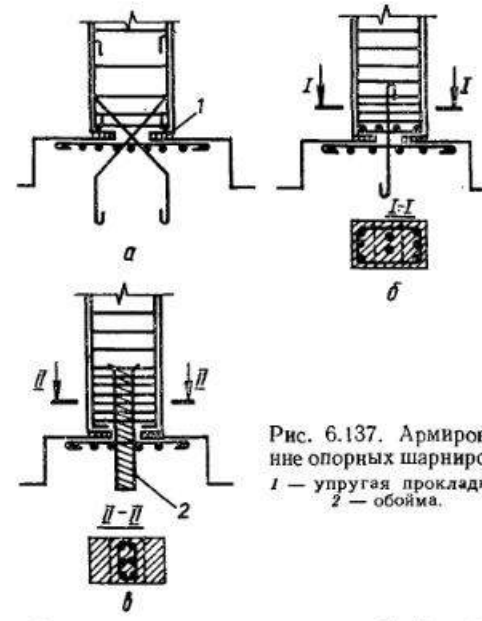


Рис. 6.137. Армирование опорных шарниров:

1 — упругая прокладка; *2* — обойма.

Узлы примыкания ригеля к крайней стойке под тупым углом конструируют по типу Г-образных узлов.

Армирование сопряжения промежуточного ригеля со стойкой в пределах ее высоты выполняют в соответствии с рис. 6.135, при этом продольные арматурные стержни стойки нижнего этажа следует выпускать над перекрытием (над ригелем) для устройства вязаных или сварных стыков с арматурными стержнями стойки верхнего этажа.

Растянутые верхние стержни опорной арматуры ригеля заводят в стойку на величину l_{an}. При этом, если расстояние до наружных стержней стойки больше требуемой длины зоны анкеровки, узел конструируют по рис. 6.135, *а*, если меньше — по рис. 6.135, *б*. В последнем случае на отогнутые участки стержня устанавливают дополнительные хомуты с шагом не более 100 мм, препятствующие разгибанию стержня. Отгибать стержни, по отношению к наружной арматуре стойки, рекомендуется во второй ряд. Если завести верхние стержни ригеля на необходимую длину зоны анкеровки невозможно, узел выполняют в соответствии с рис. 6.135, *в* с приваркой анкерных шайб или коротышей.

Коньковые узлы (и другие узлы, где ригель имеет перелом) конструируют в зависимости от угла сопряжения (рис. 6.136). При угле сопряжения $\gamma < 160°$ укладывать внизу следующие за очертанием ригеля цельные растянутые стержни не допускается (во избежание откола защитного слоя и разрушения узла). Растянутые стержни в этом случае заанкеривают в сжатой зоне, как показано на рис. 6.136, *а* (часть стержней можно обрывать, не заанкеривая). Сверху, в сжатой зоне, наоборот, рекомендуется укладывать именно цельные стержни.

Если угол сопряжения составляет 160° и больше, как верхние, так и нижние стержни могут быть цельными и следовать за очертанием угла (рис. 6.136, *б*).

Кроме продольной, узлы рассматриваемого типа армируют и поперечной арматурой. Арматуру устанавливают на участке длиной $a = h \operatorname{tg} \frac{3}{8}\gamma$; ее площадь должна удовлетворять условию

$$A_w \geqslant \frac{R_s}{R_{sc}} (2A_{s1}' + 0{,}7A_{s2}) \operatorname{ctg} \frac{\gamma}{2}, \quad (6.326)$$

где A_{s1} — площадь сечения продольных растянутых стержней, незаанкеренных в сжатой зоне; A_{s2} — то же, заанкеренных в сжатой зоне.

Кроме жестких, в железобетонных монолитных рамах встречаются и шарнирные узлы.

Шарнирное соединение стойки с фундаментом, как правило, осуществляют путем устройства так называемого несовершенного шарнира. Сечение колонны здесь уменьшают в 2...3 раза, так что моментом, воспринимаемым таким уменьшенным сечением, как и сопротивлением повороту стойки, можно пренебречь. Примыкающие к шарниру части стойки и фундамента усиливают горизонтальными сетками и хомутами, в шарнире устанавливают вертикальные или перекрещивающиеся арматурные стержни (рис. 6.137, *а*, *б*). Глубину заделки этих стержней в колонну и фундамент принимают не меньшей, чем зона заанкеривания сжатой арматуры в сжатом бетоне.

«Шейку» несовершенного шарнира рассчитывают на местное смятие по формуле (3.387). При этом может быть учтена площадь арматурных стержней. Если прочность «шейки» из указанных условий оказывается недостаточной, шарнир усиляют спиральной обоймой (рис. 6.137, *в*).

Аналогичным образом конструируют и коньковые шарниры.

Особенности конструирования элементов сборных железобетонных конструкций

Общие положения

Принципы конструирования сборных и монолитных железобетонных конструкций одинаковы. Однако разрезка конструкции на сборные элементы, условия их изготовления, транспортирования и монтажа, необходимость последующего соединения друг с другом в единую конструкцию имеют ряд особенностей, которые необходимо учитывать при конструировании.

Разрезка конструкции на сборные элементы должна быть такой, чтобы они удовлетворяли требованиям технологичности (удобства изготовления): имели простые очертания (с учетом, в необходимых случаях, технологических уклонов), простое армирование и малую трудоемкость, допускали механизацию и автоматизацию производства и возможность быстрого изготовления. Они должны быть также удобны в транспортировании и монтаже.

Сборные изделия должны иметь ограниченное количество типоразмеров и быть пригодными к использованию в различных конструктивных схемах. Проектные размеры должны быть кратными некоторой величине — модулю, в качестве которого принят размер 100 мм.

Сборные элементы на стадиях изготовления, транспортирования, монтажа и эксплуатации работают, как известно, в различных условиях, и это необходимо учитывать не только при их расчетах, но и при конструировании. Так, например, после спуска натяжных устройств и обжатия нижнего пояса фермы в ее узлах в стержнях возникают изгибающие моменты, которые отсутствуют в процессе эксплуатации; наибольшие изгибающие моменты в колоннах одноэтажных производственных зданий в процессе эксплуатации возникают совсем не в тех сечениях, что и при транспортировании и т. д.

Ребра в стенках балок целесообразно предусматривать лишь при больших сосредоточенных нагрузках или необходимости обеспечения устойчивости стенки.

Наконец, сборные элементы должны объединяться в единую конструкцию достаточно просто и надежно. При этом требования к точности изготовления таких элементов целесообразно устанавливать исходя из анализа вида их сопряжения. Так, например, при замоноличивании стыков бетоном в ряде случаев могут быть допущены более высокие отклонения от номинальных размеров, компенсируемые укладываемым бетоном.

Стыки сборных элементов

При стыковании сборных железобетонных элементов усилия от одного элемента к другому передаются через стыкуемую рабочую арматуру, стальные закладные детали, заполняемые бетоном швы, бетонные шпонки или (для сжатых элементов) непосредственно через бетонные поверхности стыкуемых элементов.

Конструктивные решения стыков сборных элементов должны обеспечивать прочность, жесткость и долговечность соединений, простоту изготовления стыковых деталей (закладных деталей, сеток и т. п.), их сборки и фиксации в форме, формования изделия (удобство пробетонирования), а также простоту монтажа и соединения элементов.

Стыки сборных элементов могут передавать сжимающие, растягивающие и сдвигающие усилия. Встречаются также стыки, не воспри-

нимающие расчетных усилий (как, например, стыки плит сборных покрытий и перекрытий).

Стыки элементов, воспринимающие сжимающие усилия, выполняют сваркой выпусков арматуры при передаче усилия на монтаже через специальную прокладку с последующим омоноличиванием стыка и стальных закладных деталей. Если при изготовлении элементов обеспечивается плотная подгонка поверхностей друг к другу (например, торец одного из стыкуемых элементов использовался в качестве опалубки

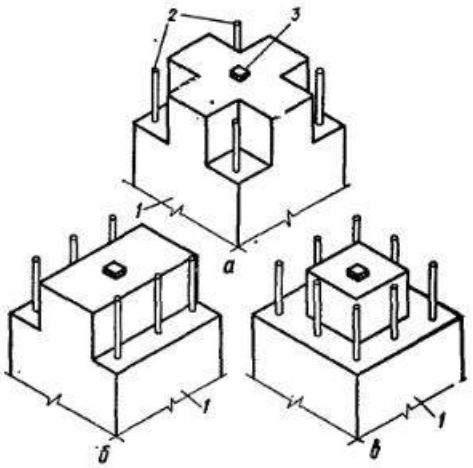


Рис. 6.138. Типы стыков колонн с подрезкой:
а — по углам; *б* — вдоль двух сторон; *в* — по периметру; *1* — тело колонны; *2* — выпуски рабочей арматуры; *3* — центрирующая прокладка

для торца другого или оба торца бетонировались так, что их разделяла одна и та же диафрагма), то допускается при передаче через стык только сжимающего усилия выполнение стыка «насухо»

Стыки элементов, воспринимающие растягивающие усилия, выполняют: сваркой стальных закладных деталей; сваркой выпусков арматуры; пропуском через каналы или пазы стыкуемых элементов стержней арматуры, канатов или болтов с последующим натяжением их и заполнением пазов и каналов цементным раствором или мелкозернистым бетоном; склеиванием элементов конструкционными полимеррастворами с использованием соединительных деталей из стержневой арматуры.

Для передачи значительных сдвигающих усилий в стыки через заполняемые бетоном швы между сборными элементами на стыкуемых поверхностях последних рекомендуется предусматривать устройство насечки или фигурного, по возможности армированного, профиля шпонок, образуемого фигурной поверхностью формы. В необходимых случаях следует устраивать выпуск встык арматурных стержней.

При небольших сдвигающих напряжениях в бетоне стыка и шероховатой поверхности стыкуемых элементов насечек или шпонок можно не устраивать.

Класс бетона замоноличивания стыков, воспринимающих расчетные усилия, принимают не менее *В*22,5, если указанный бетон от эксплуатационных нагрузок сжат, и не менее *В*7,5 в остальных случаях.

Для замоноличивания труднодоступных или трудноконтролируемых мест стыка рекомендуется заполнять шов раствором или бетоном под давлением, а также применять расширяющийся цемент. Последний целесообразно использовать также для замоноличивания швов, к которым предъявляют повышенные требования по водонепроницаемости.

Жесткие стыки сборных колонн рекомендуется выполнять ванной сваркой выпусков продольной арматуры, расположенных в специальных подрезках, с последующим замоноличиванием подрезок (рис. 6.138).

Для всех типов стыков суммарную высоту подрезок принимают не менее 300 мм и не менее десяти диаметров стыкуемых стержней.

Торцы колонн выполняют плоскими. На одном из стыкуемых торцов устанавливают круглую или квадратную центрирующую прокладку, заанкеренную в колонну. Размеры прокладки (диаметр) принимают равными 0,2.. 0,25 размера сечения колонны, толщину — 20... 25 мм. Центрирование можно осуществлять и через бетонный выступ указанных размеров.

Концы продольной арматуры должны выступать над торцами колонн на 30...40 мм с тем, чтобы их можно было обрезать по месту (это облегчает совмещение выпусков при подготовке их к ванной сварке).

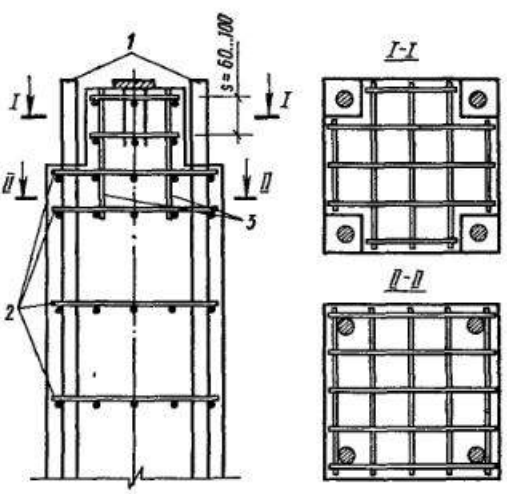


Рис. 6.139. Армирование торца колонны горизонтальными сетками:
1 — рабочая арматура; *2* — сетки; *3* — монтажные стержни

Если позволяет расчет прочности стыка, часть стержней можно не сваривать, обеспечив при этом необходимую анкеровку обрываемых стержней в бетоне замоноличивания. Однако четыре угловых стержня в любом случае должны быть сварены.

Концы стыкуемых колонн усиливают поперечными сварными сетками (рис. 6.139) из арматуры классов А-II, А-III или Вр-I диаметром 6...14 мм.

Размеры ячеек сеток назначают 60...100 мм. Шаг сеток следует принимать не менее 60 мм, не более $^1/_4$ меньшей стороны сечения колонны за пределами подрезки и не более 100 мм. Первую сетку устанавливают на расстоянии, равном толщине защитного слоя от торца колонны.

В пределах подрезки должно быть установлено не менее двух сеток, за ее пределами — еще две-три. Если в стыке часть арматуры обрывается, количество сеток увеличивают вдвое.

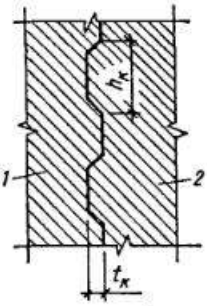


Рис. 6.140. Деталь сопряжения сборной колонны с бетоном замоноличивания стакана фундамента:
1 — колонна; *2* — бетон замоноличивания.

Сетки объединяют в пространственный каркас — привязывают или приваривают к четырем монтажным стержням. При этом продольная рабочая арматура за пределами подрезок должна проходить внутри контура сеток.

После сварки выпусков в зоне стыка устанавливают один или два замкнутых хомута.

Стыки сборных колонн, как правило, сжаты. Исключение составляет стык двухветвевых колонн с фундаментами. Здесь, если одна из ветвей растянута, стык работает на сдвиг, и должна быть обеспечена прочность по контакту бетона замоноличивания со стаканом фундамента и с колонной. При необходимости (если по расчету требуется увеличить площадь контакта) по большим сторонам сечения ветвей устраивают шпонки (рис. 6.140). Размеры шпонок и их количество определяют расчетом. При этом глубина шпонки t_k должна быть не более толщины защитного слоя бетона, и принимается обычно равной 20...25 мм. Длина шпонки равна большей стороне сечения ветви, а высота слоя должна быть не более 100 мм. Верхнюю шпонку следует располагать не ближе 200 мм от верха стакана фундамента. Для удобства распалубли-

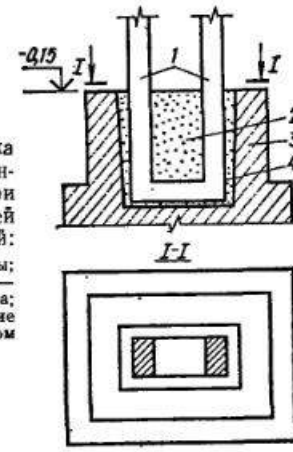


Рис. 6.141. Заделка двухветвевой колонны в фундамент при соединении ветвей по низу распоркой:
1 — ветвь колонны; *2* — распорка; *3* — стакан фундамента; *4* — замоноличивание бетоном на мелком щебне.

вания колонн шпонки рекомендуется делать со скосами. Внутренняя поверхность стакана фундамента должна быть шероховатой.

Надежная заделка двухветвевой колонны в общем стакане может быть осуществлена наиболее просто при соединении ветвей понизу распоркой (рис. 6.141).

Стыки колонн с ригелями воспринимают значительные изгибающие моменты и перерезывающие силы. На практике применяют разнообразные конструктивные решения стыков, которые можно разбить на две группы: стыки с использованием консолей, выходящих из колонн, и бесконсольные стыки.

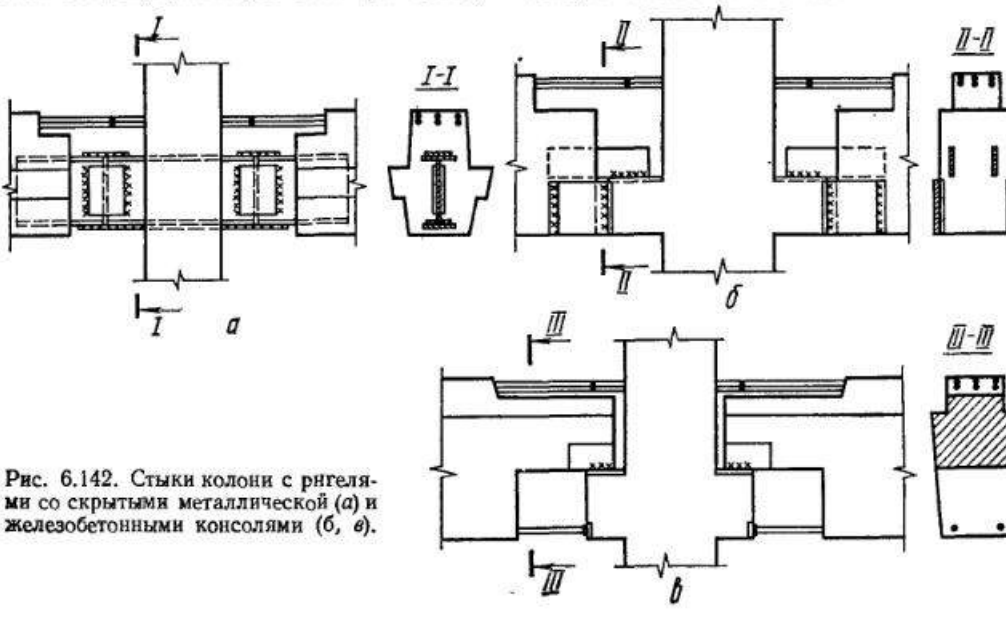


Рис. 6.142. Стыки колонн с ригелями со скрытыми металлической (*а*) и железобетонными консолями (*б*, *в*).

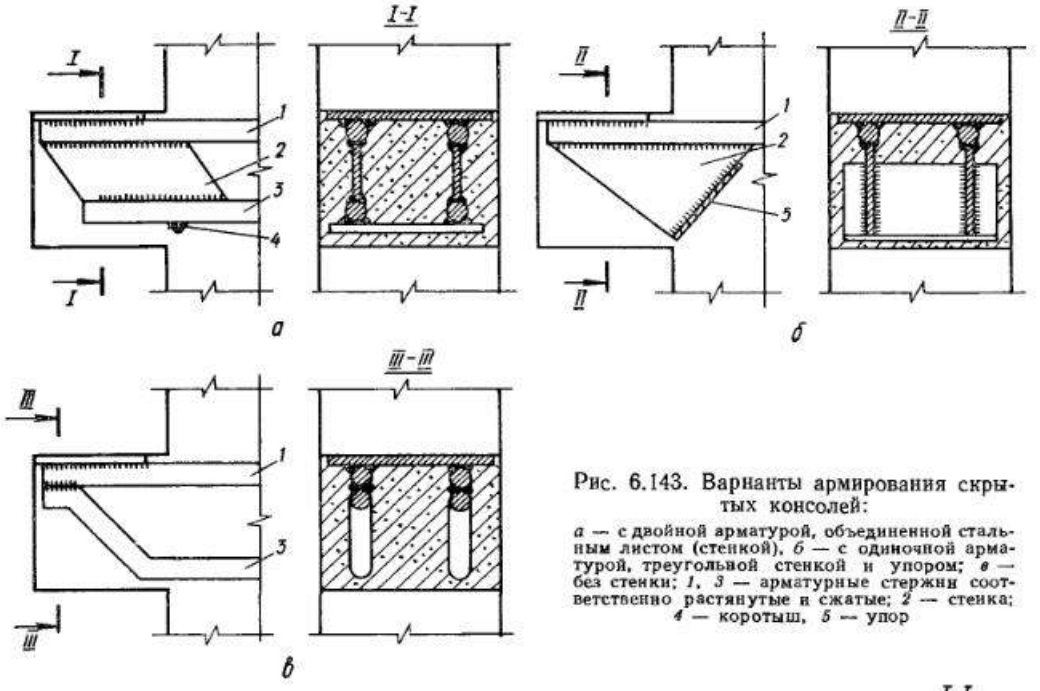


Рис. 6.143. Варианты армирования скрытых консолей:

а — с двойной арматурой, объединенной стальным листом (стенкой), *б* — с одиночной арматурой, треугольной стенкой и упором; *в* — без стенки; *1*, *3* — арматурные стержни соответственно растянутые и сжатые; *2* — стенка; *4* — коротыш, *5* — упор

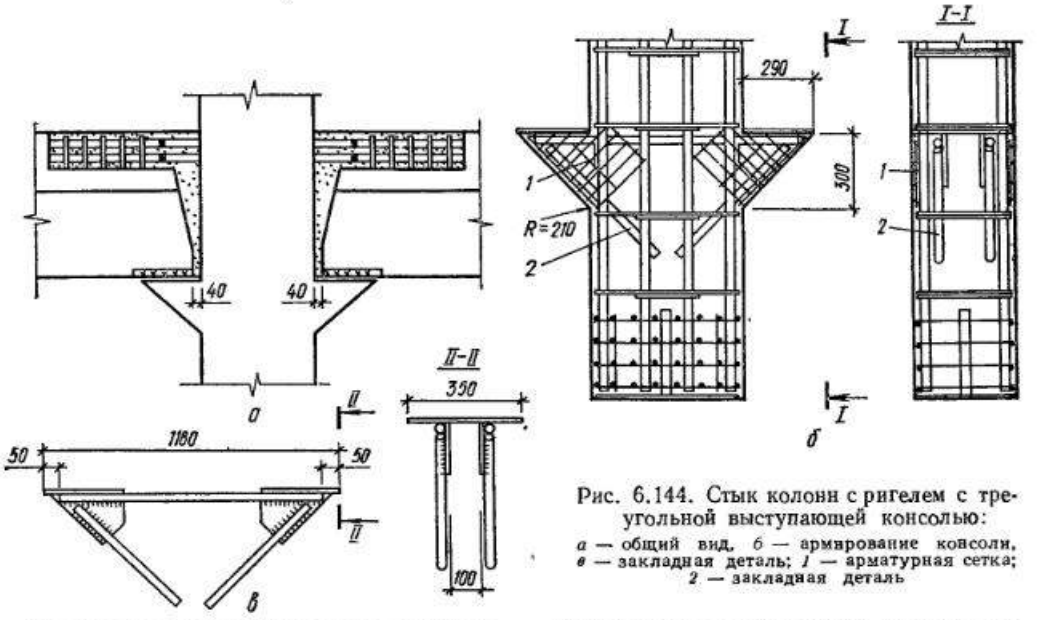


Рис. 6.144. Стык колонн с ригелем с треугольной выступающей консолью:

а — общий вид, *б* — армирование консоли, *в* — закладная деталь; *1* — арматурная сетка; *2* — закладная деталь

Преобладающая тенденция при проектировании стыков первой группы — использование так называемых скрытых консолей, что позволяет пропускать различные коммуникации вплотную к колонне и перекрытию (рис. 6.142).

В первом варианте (рис. 6.142, *а*) сжатую зону ригеля посредством закладной детали — двутавра или швеллера, заложенного в тело ригеля и надлежащим образом в нем заанкеренного,— стыкуют с металлической консолью колонны.

Во втором варианте (рис. 6.142, *б*) закладную деталь ригеля, расположенную в его сжатой зоне, приваривают к закладной детали железобетонной консоли-колонны. Кроме того, к закладным деталям консоли и ригеля приваривают накладки.

Наконец, стык в сжатой зоне ригеля по третьему вариаиту (рис. 6.142, *в*) осуществляют путем приварки сжатой арматуры ригеля «втавр» к вертикальной закладной детали железобетонной консоли. Приварка закладной детали ри-

геля к горизонтальной закладной детали консоли играет здесь роль монтажного соединения.

Во всех показанных на рис. 6 142 вариантах конструкции узла стык в растянутой зоне осуществляют ванной сваркой рабочей арматуры ригеля с арматурными выпусками из колонны Такой способ стыковки в растянутой зоне наиболее целесообразен для всех типов узлов сопряжения ригеля с колонной

Если часть стержней растянутой арматуры ригеля проходит в обхват колонны (как это может иметь место при тавровом сечении ригеля),

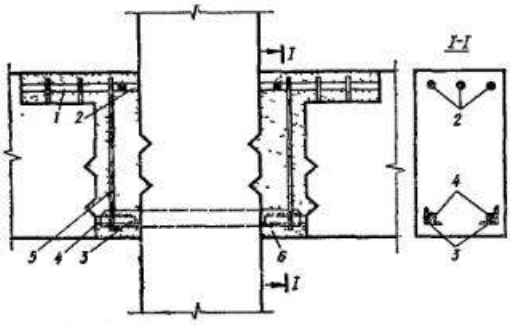


Рис. 6 145. Бесконсольный стык колонны с ригелем

1 — растянутая арматура ригеля, *2* — выпуски арматуры из колонны, *3* — уголки, пропущенные через колонну, *4* — сжатая арматура ригеля, *5* — хомуты, устанавливаемые по месту; *6* — бетон замоноличивания

их допускается не связывать с колонной. Однако при этом площадь стержней, объединенных с колонной, должна быть достаточной для восприятия разности изгибающих моментов в примыкающих к колонне сечениях ригелей.

После окончания сварочных работ стыки, показанные на рис. 6.142, как и другие типы стыков, замоноличивают бетоном.

Железобетонные скрытые консоли колонн должны иметь достаточно мощное армирование, рассчитанное на восприятие монтажных и эксплуатационных усилий. Рекомендуемые варианты армирования консолей приведены на рис. 6 143.

Узлы с выступающими консолями используют редко, поскольку они усложняют пропуск технологических коммуникаций, а также из эстетических соображений. Наиболее удачное решение узла указанного типа дано на рис. 6.144. Такой стык может быть рекомендован для узлов, воспринимающих значительные перерезывающие силы

Конструкция бесконсольного узла дана на рис. 6.145 Растянутые стержни ригеля здесь состыкованы так же, как и в узлах с консолями. Аналогично могут быть состыкованы и сжатые стержни Однако добиться соосности одновременно и сжатых и растянутых стержней на практике трудно. Поэтому в колонну закладывают отрезки уголков, к которым затем приваривают выпуски сжатой арматуры ригелей.

В бесконсольных узлах особое внимание следует уделять качеству замоноличивания. Класс бетона замоноличивания здесь должен быть не ниже *B*22,5; торцы ригелей и поверхность колонн в месте стыка специально обрабатывают (создают насечку или фигурную поверхность). Целесообразно и применение бетона на расширяющемся цементе.

Узлы связевых каркасов, где ригели рассчитывают как шарнирно опертые, решаются значительно проще, чем узлы рамных, приварка закладной детали ригеля к закладной детали скрытой или наружной консоли здесь имеет монтажный характер, а рабочая арматура из ригелей не выпускается

При конструировании стыка ребристых плит перекрытий с ригелями следует ориентироваться на применение панелей с подрезкой на опоре, (рис. 6.146), что позволяет стыковать одну и ту же панель с различными ригелями.

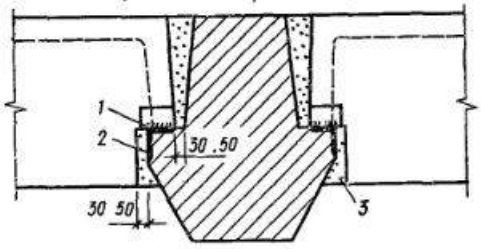


Рис. 6.146. Стык плиты перекрытия с ригелем:

1, 2 — закладные детали соответственно плиты и ригеля, *3* — мелкозернистый бетон замоноличивания

Ребристые плиты перекрытий опирают на закладные детали ригелей с монтажной приваркой к ним: пустотные плиты опирают на ригели через подливку без приварки.

При проектировании элементов сборных перекрытий следует предусматривать устройство швов между ними, заполняемых бетоном Ширину швов назначают из условия обеспечения их качественного выполнения. она должна составлять не менее 20 мм для элементов высотой сечения до 250 мм и не менее 30 при элементах бо́льшей высоты При этом должна быть обеспечена возможность размещения стыкуемой арматуры (если такая имеется) и закладных деталей и их высококачественной сварки.

Закладные детали

Закладные детали для сборных железобетонных элементов следует применять унифицированные, в том числе штампованные, утвержденные в установленном порядке. Если это невозможно, их конструируют в соответствии с рекомендациями, изложенными в этом разделе.

Закладные детали следует выполнять из стали марки Ст-3 или из стали других марок, отвечающих условиям свариваемости. Их заанкеривают в бетоне с помощью анкерных стержней или приваривают к рабочей арматуре элементов. Закладные детали состоят обычно из пластин (обрезков полосовой, угловой или фасонной стали) с приваренными к ним втавр или внахлестку нормальными или касательными анкерами.

Закладные детали могут иметь также устройство для крепления к формам (например,

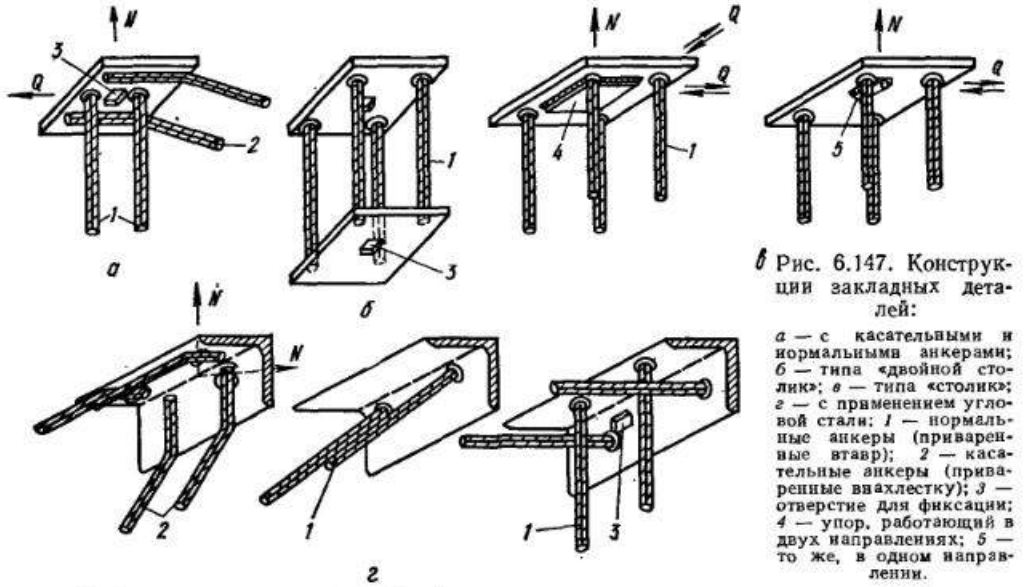


Рис. 6.147. Конструкции закладных деталей:

а — с касательными и нормальными анкерами; *б* — типа «двойной столик»; *в* — типа «столик»; *г* — с применением угловой стали; *1* — нормальные анкеры (приваренные втавр); *2* — касательные анкеры (приваренные внахлестку); *3* — отверстие для фиксации; *4* — упор, работающий в двух направлениях; *5* — то же, в одном направлении.

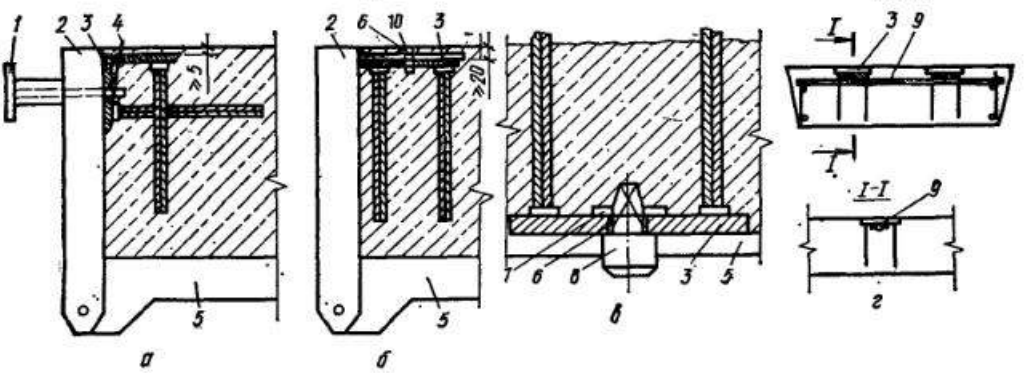


Рис. 6.148. Фиксация закладных деталей:

а, б — к борту формы; *в* — к поддону; *г* — к арматуре; *1* — винтовой фиксатор; *2* — борт формы; *3* — закладная деталь; *4* — шплинтующая проволока, выходящая на поверхность бетона (извлекается после уплотнения бетона); *5* — поддон формы; *6* — отверстие для фиксации в пластине закладной детали; *7* — чека (алюминиевая проволока ∅ 3 мм); *8* — шип с отверстием для чеки; *9* — соединительный стержень; *10* — болт.

отверстия в пластинах), упоры для работы на сдвиг, арматурные коротыши, служащие для фиксации положения рабочей арматуры или самой закладной детали, болты для соединения сборных элементов и т. п. (рис. 6.147).

Чтобы можно было механизировать заглаживание поверхности элемента, пластины со всех сторон этих поверхностей должны быть заглублены в бетон не менее чем на 5 мм. В больших пластинах закладных деталей, находящихся при формовании сверху, следует предусматривать отверстия для выхода воздуха и контроля качества бетонирования.

Проектное положение закладных деталей (их фиксация) в процессе бетонирования достигается временным креплением к форме или приваркой в кондукторах к арматурным каркасам (рис. 6.148). Крепление к форме предпочтительней, когда закладные детали находятся близко от элемента формы или примыкают к нему. В других случаях следует предусматривать крепление к арматурным изделиям, применяя в необходимых случаях соединительные стержни.

Если закладные детали эксплуатируют в условиях, когда возможна коррозия стали (например, на открытом воздухе, в стыках при отсутствии их надежного замоноличивания бетоном или раствором и т. п.), необходимо предусматривать защиту их от коррозии в соответствии с требованиями СНиП II-28-73*, причем характеристики антикоррозионных покрытий указывают в рабочих чертежах изделия.

В рабочих чертежах расход стали на закладные детали подсчитывают отдельно от арматуры и соединительных деталей. При этом в массу закладных деталей включают массу анкеров длиной не более $50d$ (в случае, когда закладная деталь включает и арматуру изделия) и соединительные стержни между закладными деталями длиной не более $100d$.

Размеры пластин закладных деталей и их профиль назначают из условий обеспечения:

прочности и жесткости пластин с учетом возможных эксцентриситетов приложении нагрузок;

размещения необходимого количества анкеров с учетом положения примыкающих арматурных элементов;

прочности и удобства выполнения сварных соединений;

размещения соединительных накладок и монтажных сварных швов;

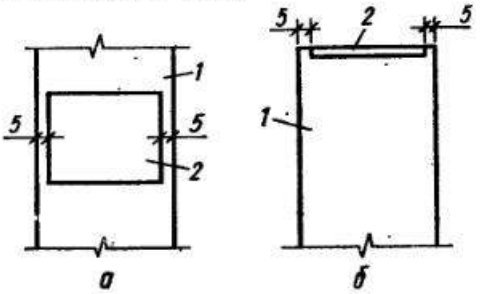


Рис. 6.149. Размеры пластин закладных деталей из условия плотного закрывания бортоснастки формы:

а — на боковой грани; *б* — на торцовой грани; *1* — железобетонный элемент; *2* — стальная пластина закладной детали

положении закладных деталей в изделии и положения изделий при монтаже с учетом допускаемых отклонений;

удобства фиксации закладной детали в форме;

качественной укладки бетона;

применения механизированного заглаживания поверхностей железобетонного изделия.

Размеры стальных пластин и профиля закладных деталей рекомендуется назначать унифицированными, чтобы получались одинаковые заготовки, для изготовления которых можно применить механизированные способы штампования или резки.

С целью унификации закладные детали и стыки железобетонных элементов следует конструировать так, чтобы размеры пластин, по возможности, не зависели от размеров сечений железобетонных элементов.

Если размеры пластин назначают близкими к размеру сечения железобетонного элемента, необходимо учитывать их допускаемые отклонения, предусмотренные действующими нормативными документами, и обеспечить возможность свободной установки закладной детали при минусовых отклонениях размеров формы.

Для обеспечения плотного закрывания бортоснастки при бетонировании сборного железобетонного элемента размеры стальных пластин, если они полностью закрывают грань элемента, назначают на 5 мм меньше с каждой стороны грани (рис. 6.149).

Толщину пластин закладных деталей определяют по формуле (3.418) с учетом требований сварки.

Толщину пластин сварных закладных деталей принимают не менее 6 мм, толщину стенок или полок фасонного проката, к которому привариваются анкеры и соединительные детали,— не менее 5 мм. Для нерасчетных соединений допускается указанные выше минимальные толщины снижать на 1 мм.

Марку прокатной стали для закладной детали назначают в зависимости от условий эксплуатации изделия (см. табл. 1.27). Анкеры закладных деталей следует конструировать преимущественно из арматуры классов A-II (Ac-II) и A-III. Анкеры из стали класса A-I должны иметь на концах крюки, шайбы или высаженные головки.

Нормальные анкеры применяют для передачи как осевых (вдоль анкера), так и боковых усилий, касательные анкеры — только осевых усилий. Кроме касательных в закладной детали должны предусматриваться также нормальные анкеры, сечение которых определяют по формулам (3.409) и (3.417).

Для обеспечения необходимой толщины защитного слоя бетона, более надежной заделки касательного анкера или возможности его размещения касательный анкер может быть отогнут на 15...30°. При обеспечении радиуса загиба анкера R не менее $10d$ допускается уменьшение этого угла до 60°, а при $R \geqslant 20d$ — до 90°. Загиб анкера должен начинаться на расстоянии не менее $2d$ от ближайшего края сварного соединения анкера с пластиной (рис. 6.150).

При наличии прижимающего усилия, т. е. при $N'_{an} > 0$ [см. формулу (3.411)] допускается передача сдвигающих (касательных) усилий на бетон через упоры из полосовой стали или круглых коротышей. Высоту упоров принимают не менее 10 и не более 40 мм при знакопеременных сдвигающих усилиях, если не представляется возможным разместить касательные анкеры. При размещении упоров вблизи края элемента следует принимать меры против выкалывании бетона (косвенное армирование и т. п.).

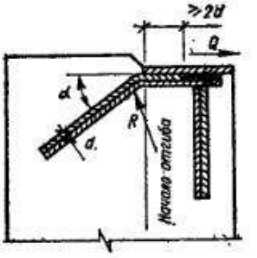


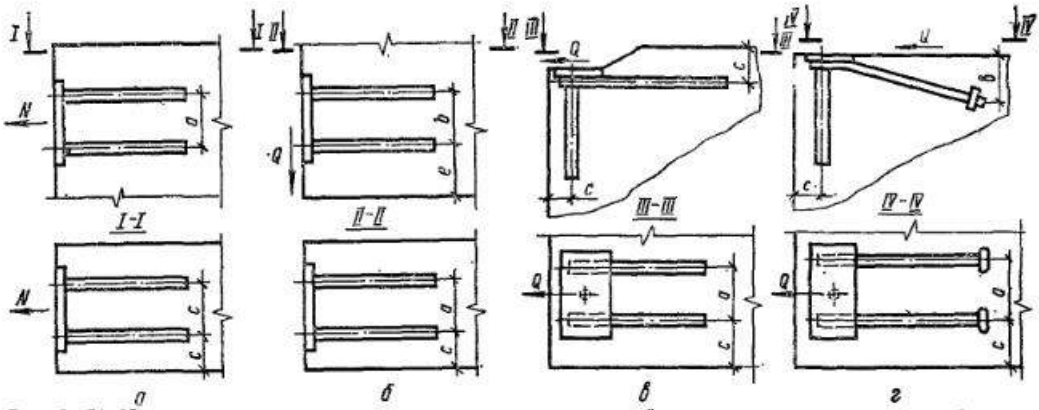
Рис. 6.150. Привязка отогнутого касательного анкера ручной электродуговой сварки.

Применение анкеров в виде отрезков полосовой или угловой стали, разделяющих бетон, следует избегать.

Количество и диаметр анкеров следует выбирать с учетом равномерной передачи усилий на бетон, надежности анкеровки закладной детали, а также трудоемкости изготовления и расхода стали на закладную деталь.

С увеличением диаметра анкеров возрастают усилия, раскалывающие бетон, и может потребоваться косвенное армирование бетона.

Количество расчетных нормальных анкеров, приваренных втавр, если отсутствует изгибающий момент в направлении, перпендикулярном плоскости, в которой расположены анкеры,



а *б* *в* *г*

Рис. 6.151. Наименьшие расстояния между анкерами закладной детали и от анкерон до края бетона:

а, б — при работе нормальных анкеров на соответственно осевые и поперечные силы; *в* — при работе касательных анкеров на осевые силы; *г* — то же, при отогнутых усиленных анкерах. При анкерах из стали классов А-II и Ас-II $a = 4d$, $b = 6d$, $c = 3d$, $e = 8d$; при анкерах из стали класса А-III $a = 5d$, $b = 7d$, $c = 3{,}5d$, $e = 8d$ (d — диаметр стержня, требуемый по расчету).

должно быть не менее двух, а при действии на закладную деталь изгибающего момента — не менее четырех.

Количество расчетных нормальных анкеров при поперечном загружении должно быть, как правило, не менее четырех, но при отсутствии изгибающего момента в направлении сдвигающей силы перпендикулярно к плоскости, в которой расположены анкеры, может быть уменьшено до двух.

Количество расчетных касательных анкеров должно быть не менее двух. При этом необходимо предусматривать также не менее двух нормальных анкеров.

Расстояния между осями анкеров расчетных закладных деталей должны быть не менее величин, приведенных на рис. 6.151, и не менее величин, требуемых по условиям технологии сварки (см. ниже).

Длина анкерных стержней закладных деталей при действии на них растягивающих сил должна быть не менее l_{an}, определяемой по формуле (5.16).

Длину отсчитывают: для нормальных анкеров — от внутренней поверхности пластин, для касательных — от начала отгиба или от торцевой кромки пластины. Для сборных железобетонных элементов заводского изготовления длину анкеров допускается принимать по табл. 6.37, но не менее 200 мм. Длину анкеров можно уменьшить за счет устройства усиления на концах стержней: приварки анкерных пластин или устройства высаженных горячим способом анкерных головок диаметром $2d$ для стержней из арматуры классов А-I и А-II (Ас-II) и диаметром $3d$ для стержней из арматуры класса А-III. В этих случаях длину анкеровки определяют расчетом на выкалывание и смятие бетона (должна быть не менее $10d$, где d — диаметр анкера).

Если по расчету вдоль анкеров в бетоне возможно образование трещин, то на концах анкеров обязательно устройство усилений.

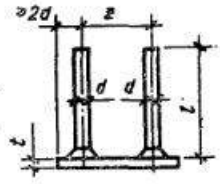
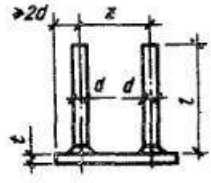
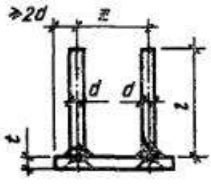
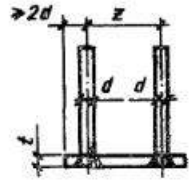
При действии на анкерные стержни растягивающих или сдвигающих сил длину анкеровки определяют по формуле (5.16), в которой правая часть умножается на коэффициент

$$\varphi = \frac{0{,}3}{1 + \frac{Q_{an}}{N_{an}}} + 0{,}7, \qquad (6.327)$$

Таблица 6.37. **Относительная длина анкеров l_{an}/d**

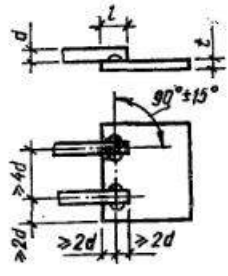
Напряженное состояние бетона в направлении, перпендикулярном к направлению анкеров	Класс арматуры	Класс бетона по прочности на сжатие						
		B7,5	*B10*	*B12,5*	*B15*	*B20*	*B25*	*B30*
Бетон сжат при $\sigma_b \leqslant 0{,}5R_b$	А-II, Ас-II	35	28	22	20	17	15	15
	А-I, А-III	45	35	27	25	22	20	15
Бетон растянут при $\sigma_b \leqslant R_{bt}$	А-II, Ас-II	50	40	32	30	27	25	20
Бетон сжат при $\sigma_b > 0{,}5R_b$	А-I, А-III	65	52	40	35	32	30	25

Таблица 6.38. **Сварные соединения арматурных стержней втавр с плоскими элементами**

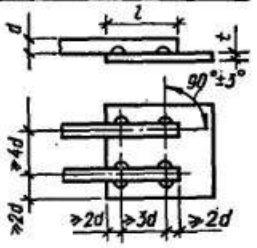
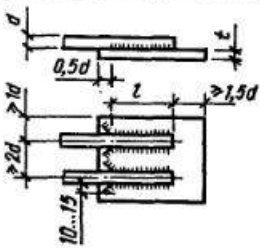
Вид сварки	Класс арматуры	Предельные размеры, мм, и соотношение: d, мм min	d, мм max	t, мм	$\frac{t}{d_{min}}$	z	l	Эскизы
Дуговая под слоем флюса (на сварочных автоматах) ГОСТ 19292-73, соединения типа T-1	A-I	8	40	$\geqslant 6$	0,5	$\geqslant 50$, $> 4d$	$\geqslant 80$, $l_{max} =$ $= 400$	
	A-II (Ac-II)	10 28	25 40		0,55 0,75			
	A-III	8 28	25 40		0,65 0,75			
Дуговая под слоем флюса (на ручных станках)	A-I	8						
	A-II (Ac-II)	10	16	$\geqslant 8$	0,75	$\geqslant 50$, $> 4d$	$\geqslant 80$, $l_{max} =$ $= 400$	
	A-III	8						
Контактная рельефно-точечная	A-I, A-II (Ac-II)	10	12	6...10	0,6	$\geqslant 50$	$\geqslant 80$	
Ручная дуговая в разъемных отверстиях	A-I, A-II (Ac-II), A-III	10	40	$\geqslant 8$	0,75	$\geqslant d + 3t$	—	

Примечание. Кроме приведенных способов сварки могут применяться и другие, предусмотренные действующими нормативными документами (ванная, глубинная, проплавлением и др.).

Таблица 6.39. **Сварные соединения арматурных стержней внахлестку с плоскими элементами**

Вид сварки	Класс арматуры	Предельные размеры, мм, и соотношения: d, мм min	d, мм max	t, мм	$\frac{t}{d_{min}}$	$\frac{l}{d}$	Эскизы
Контактная рельефно-точечная (одна точка), ГОСТ 19292—73, соединение типа H-1	A-I	6		14	6	— 4	
	A-II (Ac-II)	10					
	A-III	6					

Продолжение табл. 6.39

Вид сварки	Класс арматуры	Предельные размеры, мм, и соотношения: d, мм min	d, мм max	t, мм	$\frac{t}{d_{min}}$	$\frac{l}{d}$	Эскизы
Контактная рельефно-точечная (две точки), ГОСТ 19292—73, соединение типа *Н-2*	А-I	6					
	А-II (Ас-II)	10	16	5	—	7	
	А-III	6					
Ручная дуговая флаиговыми швами	А-I	8				3	
	А-II (Ас-II)	10	40	6	0,3	4	
	Ас-III	8				4	

Примечания: 1. Для фасонного проката допускается $t = 5$ мм.
2. Соединение типа *Н-2* $d \leqslant 14$ мм применяется в случае, когда исключено воздействие на сварное соединение случайных моментов.

где N_{an} и Q_{an} — соответственно растягивающее и сдвигающее усилия в одном анкерном ряду (см. гл. 3, с. 150). При этом величина l_{an} должна быть не меньше минимальной в соответствии с табл. 5.23.

Длину заготовок нормальных анкеров в спецификациях назначают с учетом припуска на осадку при сварке втавр. Длину припуска принимают равной диаметру анкера. Длину заготовки назначают кратной 10 мм.

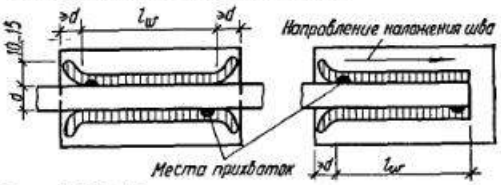


Рис. 6.152. Ручная дуговая сварка внахлестку фланговыми швами.

Марку арматурной стали для анкеров назначают в соответствии с табл. 1.23.

Сварные соединения анкеров с пластинами втавр конструируют в соответствии с указаниями табл. 6.38. При этом рекомендуют предусматривать дуговую сварку втавр под слоем флюса или контактную рельефно-точечную сварку. Ручную дуговую сварку и раззенкованные отверстия следует применять, из-за большой трудоемкости, при невозможности использования рекомендуемых способов сварки.

Сварные соединения анкеров и арматурных стержней с пластинами внахлестку конструируют в соответствии с указаниями табл. 6.39. При этом рекомендуется преимущественное использование контактной рельефно-точечной сварки.

Сварные швы при сварке элементов пластин между собой назначают по нормам проектирования стальных конструкций.

Для закладных деталей сборных железобетонных элементов, подвергающихся действию вибрационных нагрузок, применение рельефно-точечной сварки не допускается.

Во избежание поджога стержней при ручной дуговой сварке швы следует начинать с пластины и выводить на пластину, а места прихваток — проваривать. При назначении размеров пластин необходимо это учитывать в соответствии с указаниями, приведенными на рис. 6.152.

Приспособления для строповки

При конструировании сборных железобетонных изделий должны предусматриваться приспособления для удобства строповки их грузоподъемными устройствами с целью извлечения из формы, а также при погрузочно-разгрузочных и монтажных работах.

Способы захвата и размещения строповочных приспособлений назначают с учетом технологии изготовления, монтажа изделия и его конструктивных возможностей. Расположение мест строповки определяют, кроме того, расчетом изделия.

Строповочные приспособления должны отвечать требованиям прочности при многократном

изгибе, надежности анкеровки в бетоне элемента, удобства продевания чалочных крюков или других устройств грузовых стропов, экономии стали. Они не должны препятствовать процессу формования элемента.

В качестве приспособлений для строповки сборных железобетонных элементов применяют инвентарные монтажные вывинчивающиеся петли, строповочные отверстия со стальными трубками, стационарные монтажные петли из арматурных стержней и т. п. (рис. 6.153).

Для монтажных петель применяют горячекатаную арматуру класса Ас-II и класса А-I марок ВСт3сп2 и ВСт3пс2. В случае, если возможен монтаж изделия при расчетной температуре ниже минус 40 °С, для монтажных петель сталь марки ВСт3пс2 использовать не допускается.

Захват изделия рекомендуется предусматривать по возможности без применения устройств, требующих расхода стали, путем образования углублений, пазов, отверстий, а также использования очертания изделия (см. рис. 6.153).

При конструировании изделий со строповочными петлями следует применять петли типовой серии. Если их нельзя использовать по каким-то причинам, рекомендуется конструировать петли типов, показанных на рис. 6.154. При этом предпочтение следует отдавать более простым в изготовлении петлям типов П1, П2 и П3.

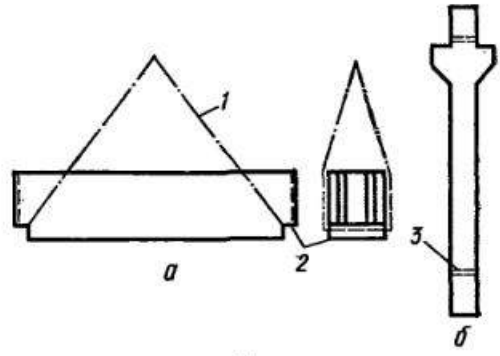


Рис. 6.153. Примеры строповочных устройств без петель:

а — схема строповки блоков; *б* — образование строповочных отверстий в колонне путем закладки стальных трубок; *1* — положение грузового стропа; *2* — вырез для захвата; *3* — закладная трубка.

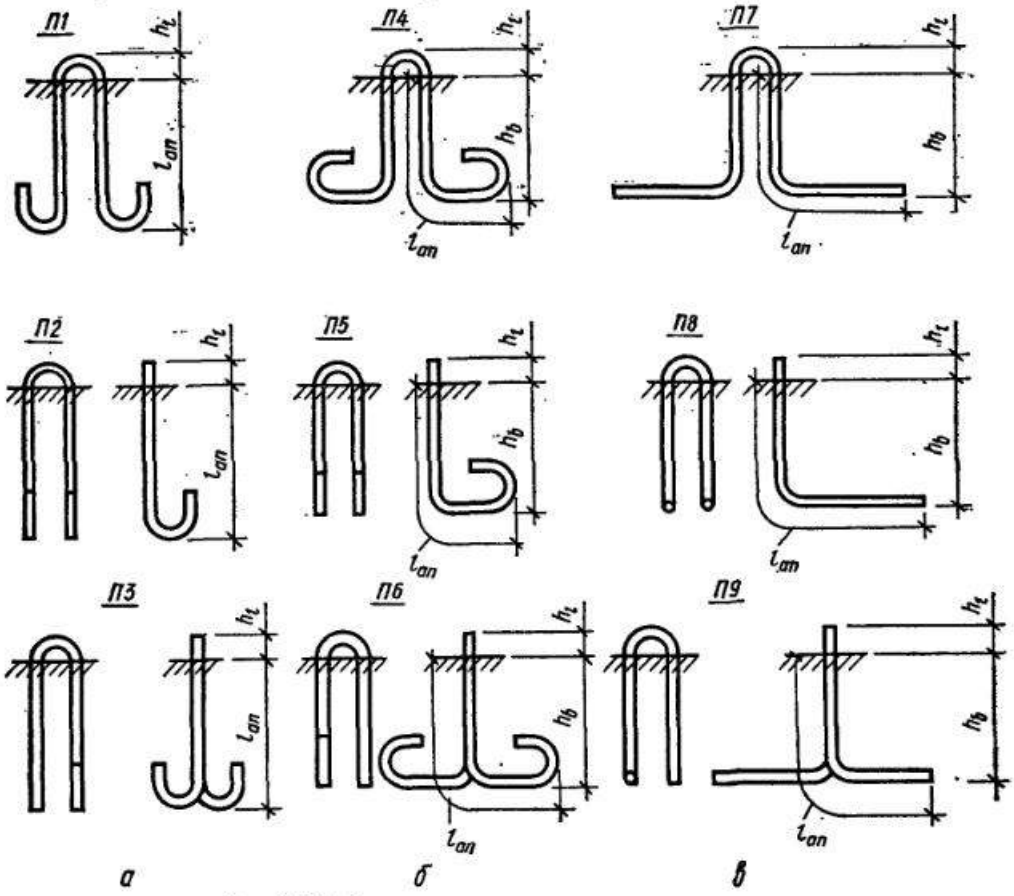
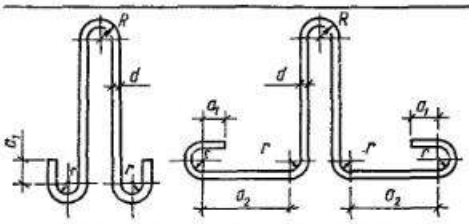


Рис. 6.154. Рекомендуемые типы строповочных петель:

а — из стали классов А-I и А-II или Ас-II, свободно размещаемые в изделии; *б* — из стали класса А-I; *в* — из стали классов А-II и Ас-II, размещаемые в стесненных условиях.

Таблица 6.40. **Рекомендуемые размеры петель**

Эскиз	Обозначения	Размеры, мм			
	d	6...12	14...18	20...22	25...32
	R	30	30	40	60
	r	20	30	40	60
	a_1	30	50	70	100
	a_2	75	115	155	230

Примечание. В необходимых случаях допускается располагать ветви петель под углом друг к другу, не превышающем 45°.

И только если эти петли не размещаются в изделии, применять петли типов П4...П9.

Рекомендуемые размеры петель с прямыми и отогнутыми ветвями, наиболее часто используемые в проектировании, приведены в табл. 6.40. Диаметр стержня петли принимают в соответствии с табл. 6.41 в зависимости от приходящегося на петли нормативного усилия.

Высоту проушины петли h_l, соответствующую размерам чалочных крюков, принимают равной 60 мм + d при диаметре стержня петли 6...18, 80 мм + d — при диаметре 20 и 22 мм, 150 мм + + d — при диаметре 25...32 мм.

Для изделий из тяжелого бетона длину l_{an} и глубину запуска h_b концов ветвей петли в бетон изделия принимают в соответствии с табл. 6.42.

Таблица 6.41. **Диаметры стержней петель, мм**

Нормативное усилие веса изделия, приходящееся при подъеме на одну петлю, кН	Класс арматуры петли	
	А-I	Ас-II
1	6	—
3	8	—
7	10	—
9	—	10
11	12	—
15	14	12
20	16	14
25	18	16
31	20	18
38	22	20
49	25	22
61	28	25
70	—	28
80	32	—
65	—	32

Примечания: 1. При использовании для подъема изделия четырех строповочных петель нормативную нагрузку от веса считают распределенной на три петли.

2. В случае подъема плоского изделия (например, стеновой панели) за три или больше петель, размещенных на одном торце изделия, нормативная нагрузка от веса принимается только на две петли. Исключение допускается лишь в случае применения приспособлений, обеспечивающих самобалансирование усилий в грузовых стропах.

3. В тех случаях, когда гарантируется отсутствие сгиба петли, нормативное усилие на петлю допускается повышать в 1,5 раза.

Если несущая способность фактически принятой петли больше действующей на эту петлю нормативной нагрузки, величину анкеронки допускается уменьшить до

$$l_{an,\min} = \varphi \frac{P_n}{A_s} l_{an}, \qquad (6.328)$$

где P_n — фактическое нормативное усилие, воспринимаемое одной петлей; A_s — площадь поперечного сечения стержня, из которого изготовлена фактически установленная петля.

Уменьшенная величина анкеровки петли должна быть не менее 15d стержня петли и не менее 250 мм.

В формуле (6.328) значение P_n — в кН, A_s — в см^2. Коэффициент φ определяют по табл. 6.43.

Ветви петли из стали класса А-I должны заканчиваться крюками.

Расстояние между боковой поверхностью хвостового участка крюка петли и поверхностью

Таблица 6.42. **Анкеровка петель в бетоне (см. рис. 6.154)**

Прочность бетона на сжатие в момент первого подъема изделия, МПа	Длина запуска в бетон (см. рис. 6.154)	Глубина запуска в бетон (см. рис. 6.154)
От 7 до 10	35	25
Свыше 10 до 20	30	20
» 20	25	15

Примечание. При применении петель с отогнутыми ветвями (рис. 6.154, *б*, *е*) из стержней ∅25А-I и ∅Ас-II и более h_b следует увеличивать на 20 %.

Таблица 6.43. **Значения коэффициента φ**

Условия работы петли при подъеме элемента	Класс арматуры петли	
	А-I	Ас-II
Сгиб петли возможен	0,11	0,08
Сгиб петли исключается	0,07	0,055

изделия, измеряемое в плоскости крюка, следует принимать не менее $4d$.

Если невозможно осуществить запуск концов петли на необходимую длину и глубину, ее анкеровку выполняют приваркой к закладным деталям или заведением за рабочую арматуру. Надежность принятой анкеровки подтверждают расчетом или испытаниями.

Петли в однослойных элементах конструкций из ячеистого и легкого бетонов должны привариваться к рабочей арматуре или заанкериваться с помощью дополнительных стержней, привариваемых к петлям. Для двух- и трехслойных элементов допускается крюками зацеплять петли за рабочие стержни основного арматурного каркаса, расположенного в слое прочного бетона.

Для изделий, которые можно изготавливать с заглаживанием открытой грани механизированным способом, рекомендуется предусматривать петли на других необрабатываемых гранях или располагать проушины петель ниже заглаживаемой грани в углублениях-лунках (табл. 6.44).

Особенности конструирования железобетонных конструкций, подверженных воздействию динамических нагрузок

Динамические нагрузки по характеру воздействия на конструкцию могут быть периодическими и импульсивными, а по повторяемости — многократно и немногократно повторяющимися.

К периодической динамической относится нагрузка с амплитудой силы более 1 кН, к импульсной — нагрузка с эквивалентным импульсом более 1 кН/с, к многократно повторяющейся — нагрузка, при которой конструкция испытывает более 10^6 циклов силовых воздействий, а коэффициент условий работы арматуры $\gamma_{s3} < 1$ (табл. 1.31).

Очертания железобетонных конструкций, рассчитываемых на динамические нагрузки, следует принимать без резких перепадов отметок, без изломов элементов и резкого изменения сечений. В местах сопряжения элементов конструкций (например, ригеля с колонной), а также изменения сечений элементов более чем в 1,5 раза следует, как правило, устраивать вуты, скругления входящих углов и т. п. Отверстия устраивают круглыми, а при необходимости устройства прямоугольного отверстия углы его скругляют.

Для железобетонных элементов, рассчитываемых на воздействие динамических нагрузок, принимают класс бетона не ниже $B15$, а для сильно нагруженных элементов (например, для колонн, воспринимающих значительные крановые нагрузки, элементов рам фундаментов под машины и т. п.) — не ниже $B22{,}5$. Монтажные набетонки по верху конструкции назначают из бетона класса не ниже $B15$.

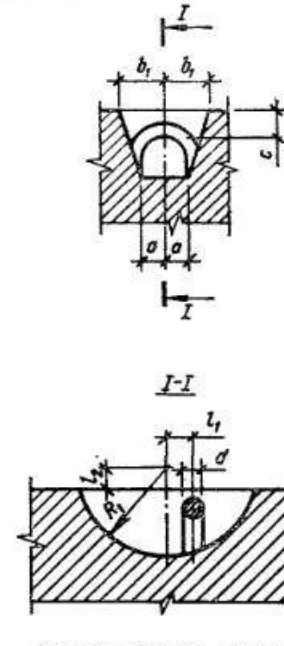
При выборе расчетной арматуры предпочтение следует отдавать арматуре класса А-III.

Применение арматуры класса Ас-II более эффективно в конструкциях, подверженных воздействию многократно повторяющихся нагрузок при коэффициенте асимметрии цикла $\rho_s < 0{,}7$ (табл. 1.31). В этом случае допускается также применение арматуры классов А-II и А-I.

В конструкциях, подверженных воздействию немногократно повторяющихся нагрузок, допускается применение арматуры класса Вр-I.

Для поперечной арматуры линейных элементов, а также для конструктивной и монтажной арматуры используют, в основном, арматуру классов А-II и А-I.

Таблица 6.44. Рекомендуемые размеры лунок для потайного расположения проушин строповочных петель

Эскиз	Обозначения	Диаметр стержня петли, мм	
		10 ..18	20...22
	R_1	125	150
	a	30	40
	b_1	50	65
	c	30	35
	l_1	25	30
	l_2	30	30

Участки бетона, воспринимающие импульсную нагрузку с эквивалентным мгновенным импульсом более 1 кН, должны иметь косвенное армирование в виде пакетов сварных сеток (см. рис. 3.64). При этом количество сеток должно быть не менее четырех штук с шагом 50...150 мм, а сами сетки — вязаными из арматуры классов А-I или А-II диаметром 12...14 мм.

Минимальную площадь сечения продольной арматуры μ_s (в процентах от площади сечения бетона) в железобетонных элементах конструкций, подверженных воздействию многократно повторяющихся нагрузок, принимают равной: для арматуры S балок, плит и других изгибаемых, а также внецентренно-растянутых элементов — 0,2 %; для арматуры S и S' колонн и других внецентренно-сжатых элементов — 0,25 %.

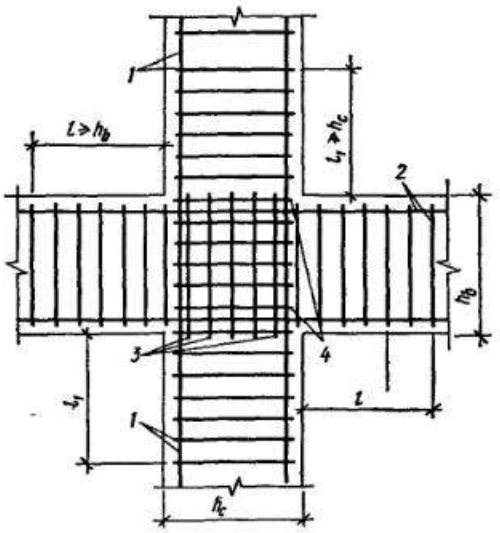


Рис. 6.155. Армирование узла сопряжения железобетонного ригеля с колонной при интенсивных динамических воздействиях:

1, 2 — арматура соответственно колонны и ригеля; *3* — дополнительные вертикальные стержни; *4* — дополнительные горизонтальные хомуты; *l*, l_1 — участки усиленного поперечного армирования.

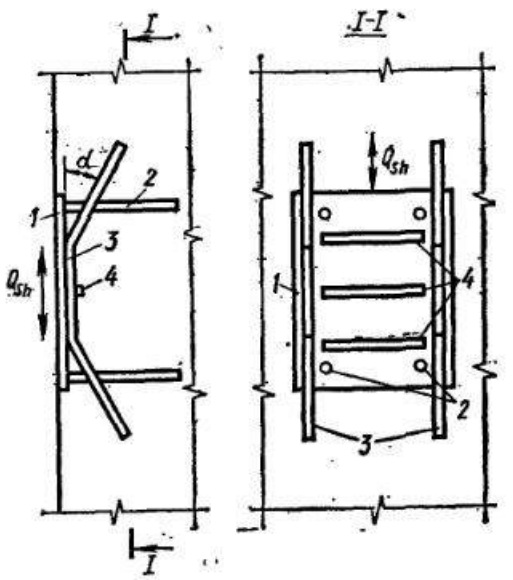


Рис. 6.156. Закладная деталь при сдвигающей динамической знакопеременной нагрузке:

1 — стальная пластина; *2* — нормальный анкер; *3* — наклонный анкер; *4* — упор из стальной пластины

Расстояния между продольными стержнями в плитах, балках, колоннах и других элементах, а также хомутами (поперечными стержнями) в колоннах не должны превышать 300 мм.

Расстояния между стержнями боковой арматуры балок (рис. 6.60) должны быть не более 300 мм. Минимальный диаметр этих стержней при высоте балки $h \leqslant 1500$ мм составляет 12, при бо́льшей высоте — 16 мм.

Арматуру ригелей и балок, подверженных воздействию многократно повторяющихся нагрузок при коэффициенте асимметрии цикла $\rho_s < 0{,}7$, следует конструировать вязаной с рабочей продольной арматурой снизу и сверху и замкнутыми хомутами по рис. 6.15.

Колонны во всех случаях армируют симметричной арматурой, причем каждые три-пять стержней должны охватываться хомутами или шпильками.

При интенсивных динамических нагрузках следует предусматривать усиленное поперечное армирование узлов железобетонных рам (рис. 6.155).

Рамный узел в зоне пересечения ригеля с колонной армируют дополнительными стержнями диаметром 8...10 мм с шагом соответственно 70...100 мм, и усиленной поперечной арматурой на примыкающих участках ригелей и колонн с шагом вдвое меньшим, чем это требует по расчету на статические нагрузки, но не более 100 мм.

На свободных гранях массивных конструкций необходимо устанавливать противоусадочную арматуру из стали класса А-I из стержней диаметром 12 мм при толщине плиты $h_s \leqslant 1{,}5$ м и диаметром 16 и 20 мм при толщине плиты, соответственно, $1{,}5 < h_s < 3$ м и $h_s > 3$ м. Армирование выполняют в виде сеток и каркасов при шаге арматуры в том и другом направлении 200...300 мм.

Независимо от требований расчета все проемы при размере сторон более 300 мм должны окаймляться противоусадочной арматурой из стержней диаметром 12 мм из стали класса А-I, заделанных в массив на величину l_{an} (см. формулу (5.16).

При назначении размеров опорных поверхностей конструкций, воспринимающих динамические нагрузки от оборудования, расстояние от грани колодцев анкерных болтов до наружной грани конструкции принимают для болтов диаметром до 36 мм — не менее 100, для болтов диаметром 36 мм и более — не менее 150 мм.

Кроме того, в случае применения болтов с анкерными плитами расстояние от оси болта до края конструкции следует принимать равным не менее четырех диаметров болта. При невозможности соблюдения этого условия между болтом и гранью конструкции устанавливают дополнительную арматуру.

Если закладная деталь рассчитана на восприятие знакопеременных нагрузок, следует предусматривать установку нахлесточных анкеров, работающих на осевое растяжение отдельно в каждом из этих направлений, а также установку упорных пластинок или стержней (рис. 6.156).

РАЗДЕЛ II. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ

ГЛАВА 7. ПЕРЕКРЫТИЯ

Монолитное ребристое перекрытие с балочными плитами

Некоторые указания по проектированию. Перекрытие состоит из плоской плиты и системы перекрестных балок. При его компоновке плиту можно предусмотреть балочной или работающей в двух направлениях. Критерием при выборе расчетной схемы плиты, опертой по контуру, служит соотношение ее сторон (см. с. 306).

Расположение главных и второстепенных балок в плане зависит от многих факторов: конфигурации и размеров помещений в плане, размещения опор и технологического оборудования, требований к освещенности потолка и к пространственной жесткости всего здания и т. д. Один из основных показателей, характеризующих экономичность перекрытий,— расход материалов.

Об объеме железобетона можно судить по приведенной толщине перекрытия, понимая под ней толщину слоя материала, необходимого для изготовления колонн, плиты, второстепенных и главных балок и распределенного по всей площади перекрытия.

Приведенную толщину перекрытия, см, можно определить по формуле

$$h_{red} = h_{s,red} + h_{sb,red} + h_{mb,red} + h_{c,red}, \tag{7.1}$$

где $h_{s,red}$, $h_{sb,red}$, $h_{mb,red}$ и $h_{c,red}$ — приведенная толщина соответственно плиты, второстепенных балок, главных балок и колонн:

$$h_{s,red} = l_s \sqrt{l_s + p_n}\ ; \tag{7.2}$$

$$h_{sb,red} = 0{,}01\ (0{,}45 l_{sb} + p_n)\ \frac{l_{sb}^3}{l_s}\ \frac{n_s \pm 1}{n_s}; \tag{7.3}$$

$$h_{mb,red} = 0{,}024 l_{mb} \left(0{,}4\ \frac{l_{mb}^2}{l_{sb}} + p_n\right) \times \times \frac{n_{sb} \pm 1}{n_{sb}}; \tag{7.4}$$

$$h_{c,red} = 0{,}01 n_{fl} H_{fl}\ (1{,}7 l_s + p_n) \times \times \frac{(n_{mb} \pm 1)\ (n_{sb} \pm 1)}{n_{mb} n_{sb}}. \tag{7.5}$$

В формулах (7.2)...(7.5): l_s, l_{sb} и l_{mb} — пролеты соответственно плиты, второстепенной и главной балок, м; p_n — нормативное значение временной нагрузки на перекрытие, кПа; n_s; n_{sb} и n_{mb} — количество пролетов соответственно плиты, второстепенной и главной балок; H_{fl} — высота этажа, м; n_{fl} — количество вышележащих этажей, имеющих колонны.

Знак «+» в формулах (7.3)...(7.5) следует принимать для перекрытий, имеющих по контуру окаймляющие балки (здания с полным железобетонным каркасом), знак «—» — для перекрытий, опирающихся по контуру на несущие стены (здания с неполным каркасом). Следовательно, по указанным выше формулам можно определить наиболее экономичный (по расходу материалов) вариант перекрытия, меняя шаг колонн, направление главных балок (вдоль или поперек здания), количество второстепенных балок в пролете главной балки и т. д.

Предварительные размеры поперечных сечений плиты, балок и колонн, см, для выбранного варианта перекрытия можно вычислять по следующим формулам:

толщину плиты

$$h_s = 2{,}8 l_s \sqrt{\frac{l_s + p_n}{R_b}}; \tag{7.6}$$

высоту второстепенной балки

$$h_{sb} = 5{,}54 l_{sb} \sqrt{\frac{0{,}45 l_{sb} + p_n}{R_b}}; \tag{7.7}$$

высоту главной балки

$$h_{mb} = 7{,}78 \sqrt{(0{,}4 l_{mb}^2 + p_n l_{sb})\ \frac{l_{mb}}{R_b}}; \tag{7.8}$$

сторону квадратного сечения колонны

$$h_c = b_c = 9 l_s \sqrt{(1{,}7 l_s + p_n)\ \frac{n_{fl}}{R_b}}. \tag{7.9}$$

Ширину сечений балок при этом следует принимать равной 0,4...0,5 их высоты.

Расчет монолитного ребристого перекрытия состоит из последовательных расчетов его элементов: плиты, второстепенных балок, главных балок. В большинстве случаев можно ограничиться расчетом по несущей способности, так как при соблюдении указанных выше рекомендаций по определению размеров поперечных сечений жесткость элементов, как правило, достаточна.

Для обеспечения долговечности неразрезных балок, рассчитываемых методом предельного равновесия, перераспределять усилия необходимо с учетом требований по трещиностойкости сечений, в соответствии с которыми границы перераспределения, а следовательно и армирования, определяются шириной раскрытия трещин наиболее напряженных участков балки.

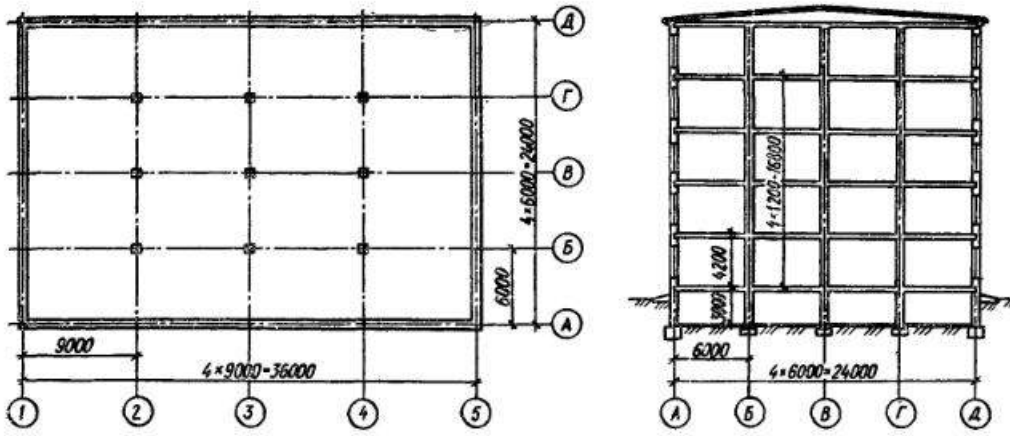


Рис. 7.1. Принципиальная схема многоэтажного здания.

Для выяснении этих пределов обозначим усилия на первой промежуточной опоре: M_{I} — изгибающий момент из расчета по упругой стадии при значениях коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$; M_{II} — то же, при $\gamma_f = 1$; M' — предельно допустимая величина изгибающего момента при $\gamma_f > 1$ из условия обеспечения трещиностойкости рассматриваемого сечения.

Для железобетонных элементов без предварительного напряжения ширина раскрытия трещин при непродолжительном действии нагрузок должна удовлетворять условию

$$a_{crc} = \delta\varphi_l\eta\frac{\sigma_s}{E_s}20\,(3{,}5 - 100\bar{\mu}_s)\sqrt[3]{d} \leqslant a_{crc,1}, \tag{7.10}$$

где

$$\sigma_s = R_s\frac{M_{\mathrm{II}}}{M'}. \tag{7.11}$$

Следовательно,

$$M' = M_{\mathrm{II}}\frac{\delta\varphi_l\eta\cdot 20\,(3{,}5 - 100\bar{\mu}_s)\sqrt[3]{d}\,R_s}{a_{crc,1}E_s}. \tag{7.12}$$

При продолжительном действии нагрузок формула (7.12) имеет вид

$$M' = M_{\mathrm{II},l}\frac{\delta\varphi_l\eta\cdot 20\,(3{,}5 - 100\bar{\mu}_s)\sqrt[3]{d}\,R_s}{a_{crc,2}E_s}. \tag{7.13}$$

Формулы (7.12) и (7.13) можно использовать для определения пределон перераспределения моментов в любых сечениях балок (как опорных, так и пролетных).

Данные для проектирования. Требуется выполнить расчет и конструирование монолитного ребристого перекрытия над подвалом многоэтажного производственного здания (рис. 7.1).

Нормативная временная нагрузка на перекрытие 7,5 кПа, в т. ч. длительная 5 кПа. Для всех элементов перекрытия принят бетон класса $B15$, для армирования плит — проволока Вр-I или стержни из стали класса А-III; продольная рабочая арматура балок — горячекатаная арматурная сталь класса А-III; поперечная и монтажная арматуры — А-I.

Расчетные характеристики материалов:

бетон класса $B15$ — $R_b = 8{,}85$ МПа; $R_{bt} = 0{,}80$ МПа; $R_{b,ser} = 11{,}5$ МПа; $R_{bt,ser} = 1{,}20$ МПа; $E_b = 25\,500$ МПа;

арматура класса А-III — $R_s = R_{sc} = 365$ МПа; $R_{sw} = 295$ МПа; $R_{s,ser} = 390$ МПа; $E_s = 200\,000$ МПа; $\alpha_s = 7{,}84$;

арматура класса Вр-I диаметром 5 мм — $R_s = R_{sc} = 360$ МПа; $R_{s,ser} = 395$ МПа; $E_s = 170\,000$ МПа; $\alpha_s = 6{,}67$;

арматура класса А-I — $R_s = R_{sc} = 225$ МПа; $R_{sw} = 180$ МПа; $R_{s,ser} = 235$ МПа; $E_s = 210\,000$ МПа; $\alpha_s = 8{,}24$.

Поскольку настоящие примеры расчета подготовлены в период разработки СНиП 2.03.01-83, использованные здесь и в главах 8, 9 расчетные сопротивления могут несколько (в пределах 2...3 %) отличаться от приведенных в гл. 1.

По степени ответственности здание относится к классу II. Перекрытие необходимо запроектировать в двух вариантах: с применением вязаной арматуры и с применением сварных сеток и каркасов.

Компоновка перекрытия. Для сравнения можно предложить два нарианта расположения главных и второстепенных балок. В первом главные балки расположены по осям колонн поперек здания, а второстепенные вдоль. Во втором главные балки размещены вдоль, а второстепенные — поперек здания. Для обонх нариантов определяют приведенную толщину перекрытия при $H_{fl} = 4{,}2$ м и $n_{fl} = 4$.

Первый вариант. $l_{mb} = 6$ м; $l_{sb} = 9$ м; $n_{mb} = n_{sb} = 4$; шаг второстепенных балок 2 м, поэтому $l_s = 2$ м; $n_s = 12$. По формулам (7.1)... ... (7.5) при $p_n = 7{,}5$ кПа вычисляют $h_{s,red} = 2\sqrt{2 + 7{,}5} = 6{,}16$ см; $h_{sb,red} = 0{,}01\,(0{,}45 \times 9 + 7{,}5)\frac{9^2}{2}\times\frac{12-1}{12} = 4{,}29$ см; $h_{mb,red} = 0{,}024\cdot 6\left(0{,}4\frac{6^2}{9} + 7{,}5\right)\frac{4-1}{4} = 0{,}98$ см;

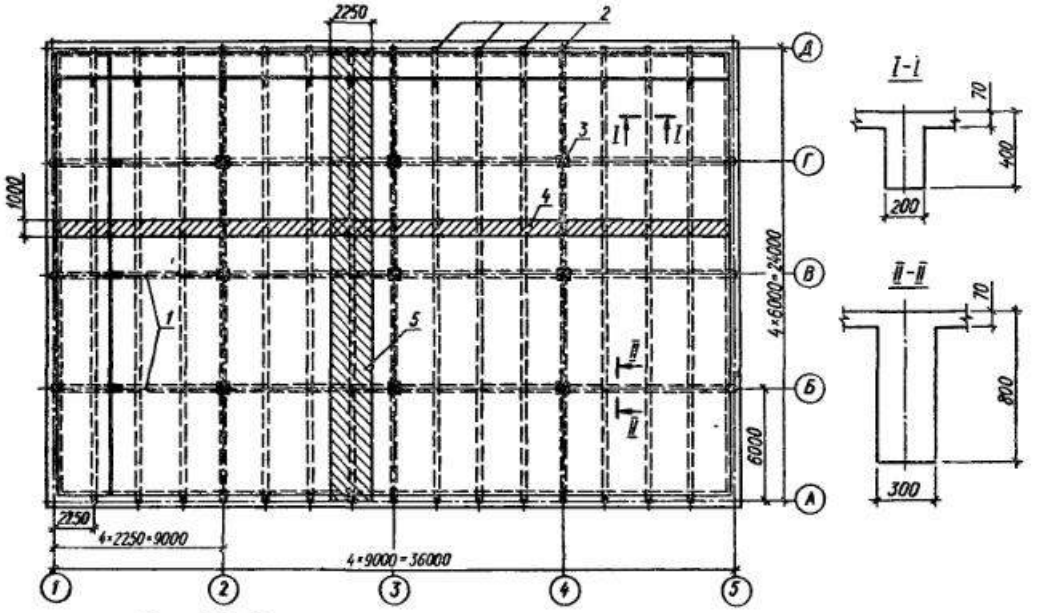


Рис. 7.2. Конструктивная схема монолитного ребристого перекрытия:
1 — главная балка Бм-1; *2* — второстепенная балка Бм-2; *3* — колонна Км; *4* — расчетная полоса плиты Пм; *5* — грузовая полоса второстепенной балки.

$h_{c,red} = 0{,}01 \cdot 4 \cdot 4{,}2 \cdot (1{,}7 \cdot 2 + 7{,}5) \times \times \frac{(4-1)(4-1)}{4 \cdot 4} = 1{,}03$ см;

$h_{red} = 6{,}16 + 4{,}29 + 0{,}98 + 1{,}03 = 12{,}46$ см.

Второй вариант. $l_{mb} = 9$ м; $l_{sb} = 6$ м; $n_{mb} = n_{sb} = 4$; шаг второстепенных балок 2,25 м, поэтому $l_s = 2{,}25$ м, $n_s = 16$ и $h_{s,red} = 2{,}25\sqrt{2{,}25 + 7{,}5} = 7{,}03$ см; $h_{sb,red} = 0{,}01 \times \times (0{,}45 \cdot 6 + 7{,}5)\frac{6^2}{2{,}25} \times \frac{16-1}{16} = 1{,}53$ см;

$h_{mb,red} = 0{,}024 \cdot 9\left(0{,}4\frac{9^2}{6} + 7{,}5\right) \cdot \frac{4-1}{4} = 2{,}09$ см; $h_{c,red} = 0{,}01 \cdot 4 \cdot 4{,}2(1{,}7 \times \times 2{,}25 + 7{,}5)\frac{(4-1)(4-1)}{4 \cdot 4} = 1{,}07$ см;

$h_{red} = 7{,}03 + 1{,}53 + 2{,}09 + 1{,}07 = 11{,}72$ см.

Принимают второй вариант перекрытия как более экономичный по расходу железобетона (рис. 7.2). Определяют размеры поперечных сечений элементов перекрытия и колонн. Принимают коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b2} = 0{,}9$. Тогда $R_b = 0{,}9 \cdot 8{,}85 = 8{,}0$ МПа. Толщину плиты вычисляют по формуле (7.6): $h_s = 2{,}8 \cdot 2{,}25\sqrt{(2{,}25 + 7{,}5) : 8{,}0} = 6{,}96$ см. Назначают $h_s = 7$ см $= 0{,}07$ м.

Высоту второстепенной балки находят по формуле (7.7): $h_{sb} = 5{,}54 \cdot 6\sqrt{(0{,}45 \cdot 6 + \cdots \rightarrow \cdots \rightarrow + 7{,}5) : 8{,}0} = 37{,}6$ см. Устанавливают $h_{sb} = 0{,}4$ м; $b_{sb} = 0{,}5 \cdot 0{,}4 = 0{,}2$ м.

Высоту главной балки определяют по формуле (7.8): $h_{mb} = 7{,}78\sqrt{(0{,}4 \cdot 9^2 + 7{,}5 \cdot 6)\,9 : 8{,}0} = = 72{,}6$ см. Принимают $h_{mb} = 0{,}8$ м; $b_{mb} = = 0{,}3$ м.

Размеры поперечного сечения колонны при $n_{fl} = 4$ вычисляют по формуле (7.9): $h_c = b_c = = 9 \cdot 2{,}25\sqrt{(1{,}7 \cdot 2{,}25 + 7{,}5)\,4 : 8{,}0} = 48{,}2$ см. Назначают $h_c = b_c = 0{,}5$ м.

Расчет и конструирование плиты. *Расчетные пролеты и нагрузки.* При расчете балочной плиты, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой, рассматривают полосу шириной 1 м (см. рис. 7.2). Нагрузки на 1 м такой полосы и на 1 м^2 численно равны и отличаются только размерностью — вместо нагрузки, распределенной по площади, принимают распределенную по длине.

Для крайних пролетов плиты расчетным является расстояние от грани крайней балки до оси опоры плиты на стене (рис. 7.3, *а*):

в коротком направлении $l_{s1} = 2{,}25 - 0{,}5 \times \times 0{,}2 - 0{,}25, + 0{,}5 \cdot 0{,}12 = 1{,}96$ м;

в длинном направлении $l_{s2} = 6{,}00 - 0{,}5 \times \times 0{,}3 - 0{,}25 + 0{,}5 \cdot 0{,}12 = 5{,}66$ м; $l_{s2}/l_{s1} = = 5{,}66 : 1{,}96 = 2{,}89$.

Для средних пролетов плиты расчетным является расстоинне в свету:

в коротком направлении — между второстепенными балками $l_{s1} = 2{,}25 - 0{,}2 = 2{,}05$ м;

в длинном направлении — между главными балками $l_{s2} = 6{,}00 - 0{,}3 = 5{,}70$ м; $l_{s2}/l_{s1} = = 5{,}70 : 2{,}05 = 2{,}78$.

Так как для любого пролета плиты отношение расчетных пролетов $l_{s2}/l_{s1} > 2$, плиту рассчиты-

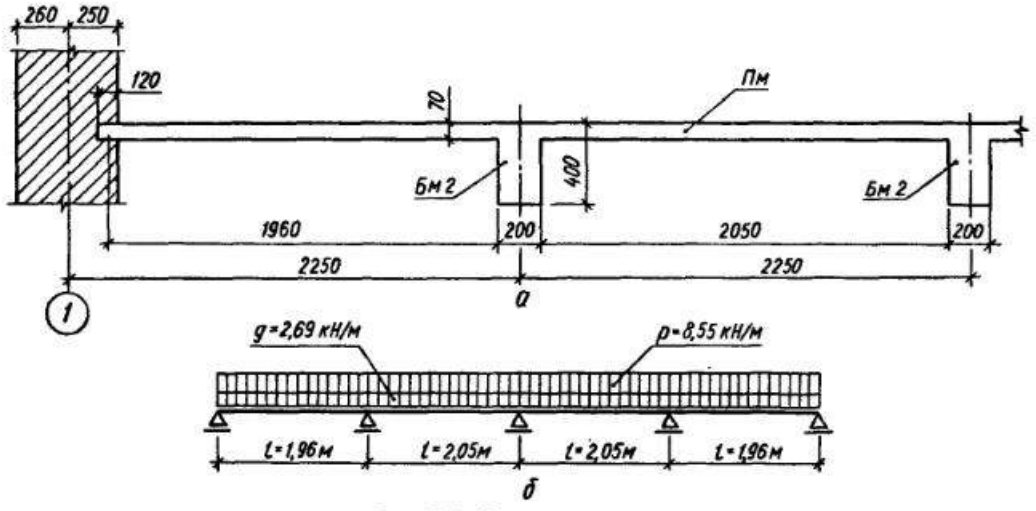


Рис. 7.3. К расчету плиты:
а — конструктивная схема; *б* — расчетная схема.

вают как балочную вдоль коротких сторон. Расчетная схема ее приведена на рис. 7.3, *б*. Нагрузки на плиту указаны в табл. 7.1. Все расчетные нагрузки определяют с учетом коэффициента надежности по назначению конструкций $\gamma_n = 0{,}95$. Нагрузка на балочную плиту шириной 1 м $q = 11{,}24$ кПа · 1 м = = 11,24 кН/м.

Определение усилий в плите. Расчетные усилия определяют с учетом их перераспределения вследствие пластических деформаций. Наибольшие изгибающие моменты устанавливают расчетом как в пролетных, так и в опорных сечениях. Поперечные силы при расчете плит, как правило, не определяют, поскольку в плитах перекрытий обычно выполняется условие (3.276). Изгибающие моменты в сечениях балочной плиты вычисляют по формулам (6.149) и (6.150).

В крайних пролетах $M = 11{,}24 \cdot 1{,}96^2 : 11 =$ $= 3{,}93$ кН·м $= 0{,}00393$ МН · м;

на вторых от края опорах $M = 11{,}24 \times$ $\times 2{,}05^2 : 11 = 4{,}29$ кН · м $= 0{,}00429$ МН · м;

в средних пролетах и на средних опорах $M = 11{,}24 \cdot 2{,}05^2 : 16 = 2{,}95$ кН · м $=$ $= 0{,}00295$ МН · м.

Так как для рассматриваемой конструкции $h_s/l_s = 0{,}07 : 2{,}05 = 1 : 29{,}3 \approx 1 : 30$, то в плитах, окаймленных по всему контуру монолитно связанными с ними балками, изгибающие моменты в сечениях промежуточных пролетов и над промежуточными опорами уменьшают на 20 % для учета возникающего распора:

$M = 0{,}8 \cdot 0{,}00295 = 0{,}00236$ МН · м.

Расчет прочности сечений. Определяют граничное значение относительной высоты сжатой зоны в сечениях плиты. Так как нагрузки малой суммарной продолжительности отсутствуют, принимают коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b2} = 0{,}9$, поэтому $R_b = 0{,}9 \cdot 8{,}85 = 8{,}0$ МПа. Рабочая арматура из стали класса А-III диаметром 6...8 мм, $R_s = 355$ МПа. При вычислении ξ_R учитывают повышенную деформативность бетона сжатой зоны, т. е. $\sigma_{sR} = 0{,}0025 \times$ $\times 2 \cdot 10^5 = 500$ МПа. По формулам (3.17), (3.18) и (3.25) находят:

$$\omega = 0{,}85 - 0{,}008 \cdot 8{,}0 = 0{,}786;$$

Таблица 7.1. **Нагрузки на плиту**

Вид нагрузки	Нагрузка, кПа			Коэффициент надежности по нагрузке γ_f
	нормативная	расчетная		
		при $\gamma_f = 1$	при $\gamma_f > 1$	
Постоянная	2,49	2,366	2,686	—
В том числе плиточный пол	0,3	0,285	0,314	1,1
цементный раствор ($\gamma = 22$ кН/м³, $t =$ $= 20$ мм)	0,44	0,418	0,543	1,3
вес плиты ($\gamma = 25$ кН/м³, $t = 70$ мм)	1,75	1,663	1,829	1,1
Временная	7,5	7,125	8,55	1,2
В том числе длительная	5,0	4,75	5,70	1,2
Полная	9,99	9,49	11,24	—
В том числе продолжительно действующая	7,49	7,12	8,39	—

$$\xi_R = \frac{0{,}786}{1 + \frac{355}{500}\left(1 - \frac{0{,}786}{1{,}1}\right)} = 0{,}654;$$

$$B_R = 0{,}654\,(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}654) = 0{,}44.$$

Определяют требуемую площадь сечения рабочей арматуры. Численные значения B_0 определяют по формуле (3.29), а соответствующие им значения ξ или v — по табл. 3.5. Необходимую площадь арматуры находят по формуле (3.43). Принимают $a = 0{,}015$ м, тогда $h_0 = 0{,}07 - 0{,}015 = 0{,}055$ м.

В крайних пролетах:

$$B_0 = \frac{0{,}00393}{8{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}055^2} = 0{,}162 < B_R = 0{,}44;$$

$$v = 0{,}911; \quad A_s = \frac{0{,}00393}{355 \cdot 0{,}911 \cdot 0{,}055} =$$

$$= 0{,}000221 \text{ м}^2 = 2{,}21 \text{ см}^2;$$

$$\mu_s = \frac{0{,}000221}{1{,}0 \cdot 0{,}055} = 0{,}004 > 0{,}0005.$$

На первых промежуточных опорах

$$B_0 = \frac{0{,}00429}{8{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}055^2} = 0{,}177; \quad v = 0{,}902;$$

$$A_s = \frac{0{,}00429}{355 \cdot 0{,}902 \cdot 0{,}055} = 0{,}000244 \text{ м}^2 =$$

$$= 2{,}44 \text{ см}^2.$$

В средних пролетах и на средних опорах плит, не окаймленных по всему контуру балками,

$$B_0 = \frac{0{,}00295}{8{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}055^2} = 0{,}122; \quad v = 0{,}935;$$

$$A_s = \frac{0{,}00295}{355 \cdot 0{,}935 \cdot 0{,}055} = 0{,}000162 \text{ м}^2 =$$

$$= 1{,}62 \text{ см}^2.$$

В средних пролетах и на средних опорах плит, окаймленных по всему контуру балками,

$$B_0 = \frac{0{,}00236}{8{,}0 \cdot 1{,}0 \cdot 0{,}055^2} = 0{,}098; \quad v = 0{,}949;$$

$$A_s = \frac{0{,}00236}{355 \cdot 0{,}949 \cdot 0{,}055} = 0{,}000127 \text{ м}^2 =$$

$$= 1{,}27 \text{ см}^2.$$

Конструирование плиты. Конструкция плиты разработана в трех вариантах:

а) армирование плиты отдельными стержнями;

б) армирование плиты сварными сетками с поперечным расположением рабочих стержней;

в) армирование плиты сварными рулонными сетками с продольным расположением рабочих стержней.

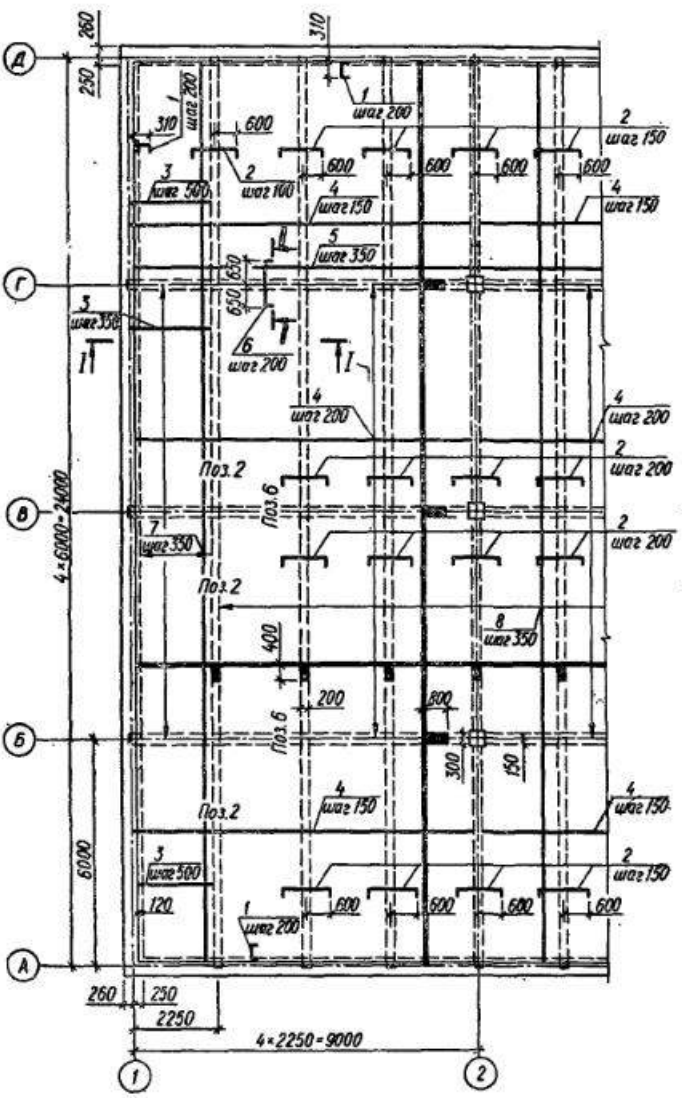
Вариант армирования отдельными стержнями. Так как толщина монолитной плиты меньше 120 мм, применяют раздельное армирование, т. е. все стержни пролетной арматуры доводят до опор, а над опорами устанавливают свою арматуру. При этом нижние пролетные рабочие стержни конструируют сквозными, пропуская их через несколько опор, а в крайних пролетах, где по расчету требуется больше арматуры, устанавливают дополнительные стержни.

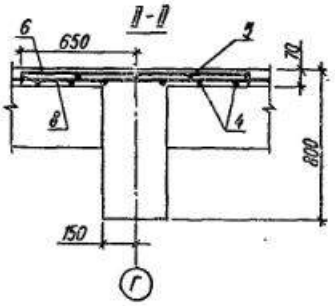
В соответствии с расчетом по табл. 6.23 и 6.24 подбирают арматуру плиты. Результаты подбора приведены в табл. 7.2.

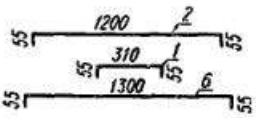
Кроме основной рабочей арматуры, предусматривают установку надопорной арматуры в нерабочем направлении: у опор возле стен (для восприятия моментов частичного защемления плиты) и над главными балками. Количество этой арматуры принимают не менее $^1/_3$ пролетной арматуры плиты. Длину надопорных стержней над балками (как главными, так и второстепенными) назначают из условия, что горизонтальные участки в каждую сторону от грани балки равны четверти пролета плиты, т. е. 500 мм. Длину надопорных стержней у стен

Таблица 7.2. **Армирование плиты отдельными стержнями**

Рассматриваемые сечения плиты	A_s, см² по расчету	Принятое армирование				
		Рабочие стержни			Распределительные стержни класса Вр-I, мм	
		диаметр, мм, и класс	шаг, мм	A_s, см²	диаметр	шаг
В крайних пролетах	2,21	∅6AIII	125	2,26	4	350
У первых промежуточных опор	2,44	∅6AIII	100	2,83	4	350
В средних пролетах и у средних опор неокаймленных плит	1,62	∅6AIII	150	1,89	3	350
В средних пролетах и у средних опор окаймленных плит	1,27	∅6AIII	200	1,41	3	350
В нерабочем направлении у опор:						
возле стен	2,21 : 3 = = 0,74	∅5BpI	200	0,98	3	350
над главными балками	1,62 : 3 = = 0,54	∅4BpI	200	0,63	3	400







Спецификация плиты Пм

Позиция	Наименование	Количество		Примечание
	Детали			
1	⌀5ВрI ГОСТ 6727—80 l = 420	604	0,06	кг
2	⌀6AIII ГОСТ 5781—82 l = 1310	2315	0,3	»
3	l = 2100	59	0,5	»
4	l = 8860	141	2,0	»
5	⌀3ВрI ГОСТ 6727—80 l = 35720	15	2,0	»
6	⌀4ВрI ГОСТ 6727—80 l = 1410	543	0,14	»
7	l = 23720	26	2,35	»
8	⌀3ВрI ГОСТ 6727—80 l = 23720	154	1,35	»
	Материалы			
	Бетон класса В15	59,4	м³	

Ведомость расхода стали для арматурных изделий на плиту: Пм, кг:

⌀6AIII	1006,0
⌀3ВрI	237,9
⌀4ВрI	137,1
⌀5ВрI	36,2
Всего:	1417,2

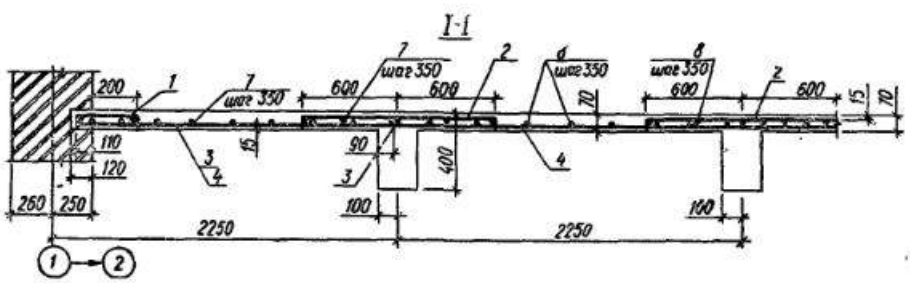


Рис. 7.4. Армирование плиты ребристого перекрытия отдельными стержнями.

Таблица 7.3. **Армирование плиты сварными сетками**

Рассматриваемые сечения плиты	A_s, см², по расчету	Принятое армирование		
		Рабочие стержни ∅6 AIII		Распределительные стержни класса Bp-I с шагом 350 мм диаметром, мм
		шаг, мм	A_s, см²	
В крайних пролетах	2,21	125	2,26	4
У первой промежуточной опоры	2,44	200	1,41 · 2 = 2,82	3
В средних пролетах и у средней опоры неокаймленных плит	1,62	150	1,89	3
В средних пролетах и у средних опор окаймленных плит	1,27	200	1,41	3

принимают из условия, что горизонтальные участки их от стены равны $^1/_{10}$ пролета плиты. Чертеж плиты показан на рис. 7.4.

Рабочие чертежи железобетонных конструкций или их элементов, согласно стандартам Единой системы конструкторской документации (ЕСКД), сопровождаются спецификациями и ведомостью расхода стали. В данном разделе эта документация приведена (в качестве примера) для монолитной плиты ребристого перекрытия *.

Вариант армирования сварными сетками с поперечным направлением рабочих стержней. Для армирования плиты принимают сварные сетки, рабочие стержни в которой предусматривают из стали класса A-III диаметром 6 мм, распределительные — из стали класса Bp-I диаметром 3 и 4 мм. При выборе сеток используют данные табл. 6.22 и 6.24. Результаты подбора арматуры приведены в табл. 7.3.

Как в пролетах, так и на опорах плиты устанавливают по одной сетке, кроме первых промежуточных опор, на которых по две раздвинутых сетки. Длину рабочих стержней последних устанавливают из условия, чтобы их длина в одну сторону от грани балки составляла $^1/_4$ пролета плиты (500 мм), в другую — $^1/_8$ пролета (250 мм). В местах заделки плиты в стене устанавливают верхние сетки, площадь сечений рабочих стержней которых должна составлять не менее $^1/_3$ площади пролетной арматуры ($A_s = 2{,}26 : 3 = 0{,}75$ см²). Рабочие стержни принимают ∅5 BpI с шагом 250 мм ($A_s = 0{,}79$ см²), распределительные — ∅3 BpI с шагом 400 мм (см. табл. 6.22 и 6.24). Длину рабочих стержней назначают из условия, что расстояние от стены до края сетки должно составлять $^1/_{10}$ пролета плиты, т. е. 200 мм. Над главными балками устанавливают сетки с таким же количеством стержней, но длину рабочих стержней в каждую сторону от грани балки принимают равной 500 мм ($^1/_4$ пролета плиты). Чертеж плиты показан на рис. 7.5.

Вариант армирования рулонными сетками с продольным направлением рабочих стержней. Рулонные сетки с продольным направлением рабочих стержней раскатывают поперек второстепенных балок, а поперечные стержни сеток, являющиеся распределительной арматурой плиты, стыкуют внахлестку без сварки. Для плит, расположенных у продольных стен здания (неокаймленные плиты), рабочие стержни рулонной сетки принимают ∅6AIII с шагом 350 мм, распределительные — ∅3BpI с шагом 350 мм. Для плит, расположенных между главными балками (окаймленные плиты), принимают рабочие стержни рулонных сеток ∅6AIII с шагом 200 мм, распределительные стержни — ∅3BpI с шагом 350 мм. Для крайних пролетов и первых промежуточных опор устанавливают дополнительные сетки, продольные рабочие стержни которых приняты ∅6AIII с шагом 250 мм, поперечные (распределительные) — ∅3BpI с шагом 400 мм. Чертеж плиты приведен на рис. 7.6.

Расчет и конструирование второстепенной балки. *Расчетная схема.* Принимая длину площадки опирания второстепенной балки на стену 250 мм, получают для крайних пролетов (рис. 7.7): $l_1 = l_2 = 6000 - 0{,}5 \cdot 300 - 0{,}5 \times 250 = 5725$ мм $\approx 5{,}73$ м; для средних пролетов $l_2 = l_3 = 6000 - 300 = 5700$ мм $= 5{,}7$ м.

Нагрузки на второстепенную балку собирают с ее грузовой полосы, ширина которой равна шагу второстепенных балок (см. рис. 7.2). Кроме того, учитывают вес ребра балки.

Расчетные нагрузки при $\gamma_f = 1$: постоянная $g = 0{,}20\ (0{,}4 - 0{,}07) \cdot 1{,}0 \cdot 25 \cdot 0{,}95 + 2{,}366 \cdot 2{,}25 = 1{,}57 + 5{,}32 = 6{,}89$ кН/м; временная $p = 7{,}125 \cdot 2{,}25 = 16{,}03$ кН/м (в том числе длительная $p_l = 4{,}75 \cdot 2{,}25 = 10{,}69$ кН/м); полная (постоянная и временная) $q = g + p = 6{,}89 + 16{,}03 = 22{,}92$ кН/м (в т. ч. продолжительно действующая $q_l = g + p_l = 6{,}89 + 10{,}69 = 17{,}58$ кН/м).

Расчетные нагрузки при $\gamma_f > 1$: постоянная $g = 1{,}57 \cdot 1{,}1 + 2{,}686 \cdot 2{,}25 = 7{,}77$ кН/м; временная $p = 8{,}55 \cdot 2{,}25 = 19{,}24$ кН/м (в т. ч. длительная $p_l = 5{,}70 \cdot 2{,}25 = 12{,}83$ кН/м); полная (постоянная и временная) $q = g + p = 7{,}77 + 19{,}24 = 27{,}01$ кН/м (в т. ч. продолжительно действующая $q_l = g + p_l = 7{,}77 + 12{,}83 = 20{,}6$ кН/м).

Расчетная схема балки и ее поперечное сечение приведены на рис. 7.7.

* В дальнейшем спецификации и ведомости расхода материалов условно не приведены.

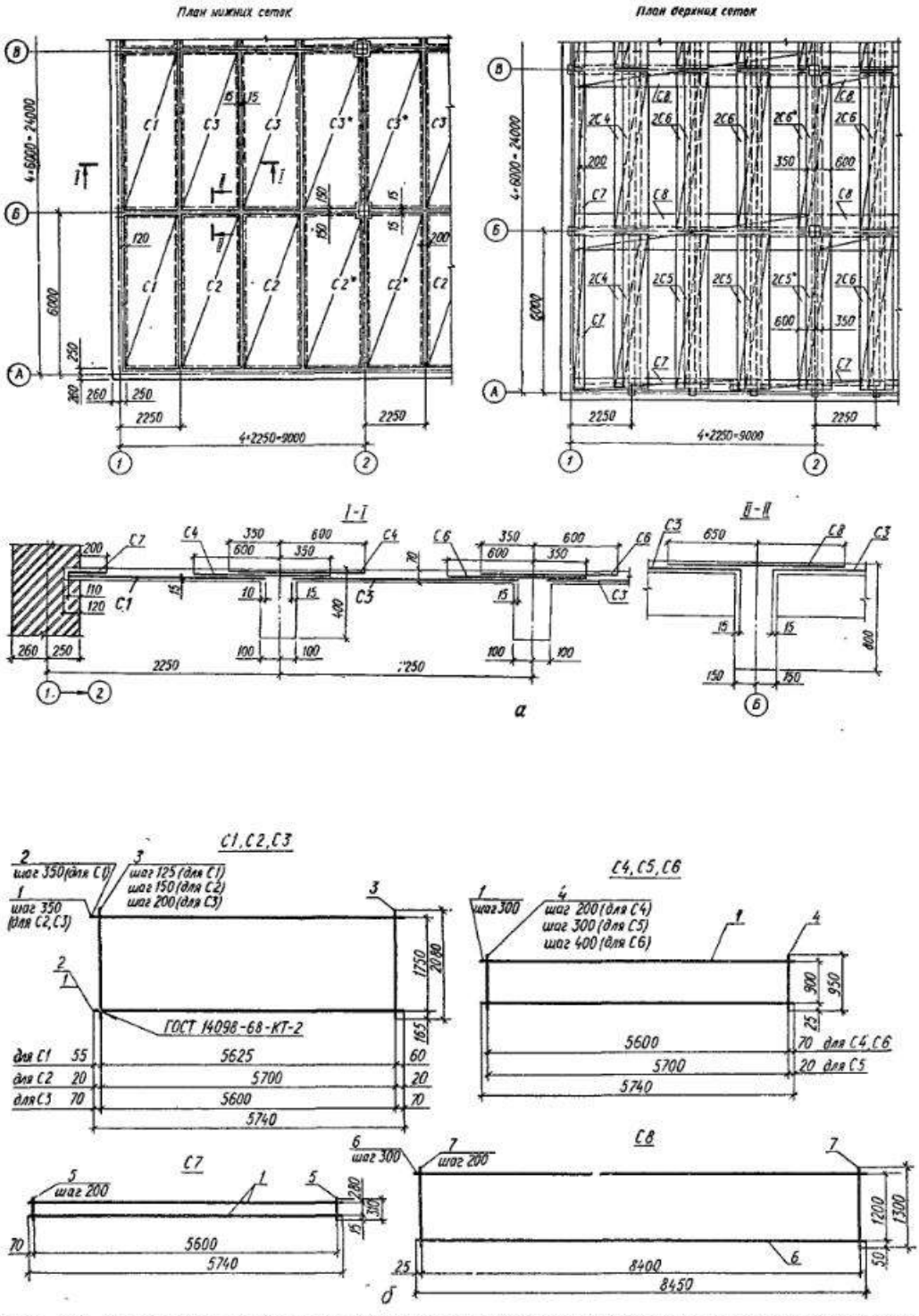


Рис. 7.5. Армирование плиты ребристого перекрытия сварными рулонными сетками с поперечным направлением рабочих стержней:

а — опалубочные размеры сечения и схема армирования (в сетках, помеченных звездочкой, вырезы вблизи колонны выполнить по месту); *б* — арматурные изделия.

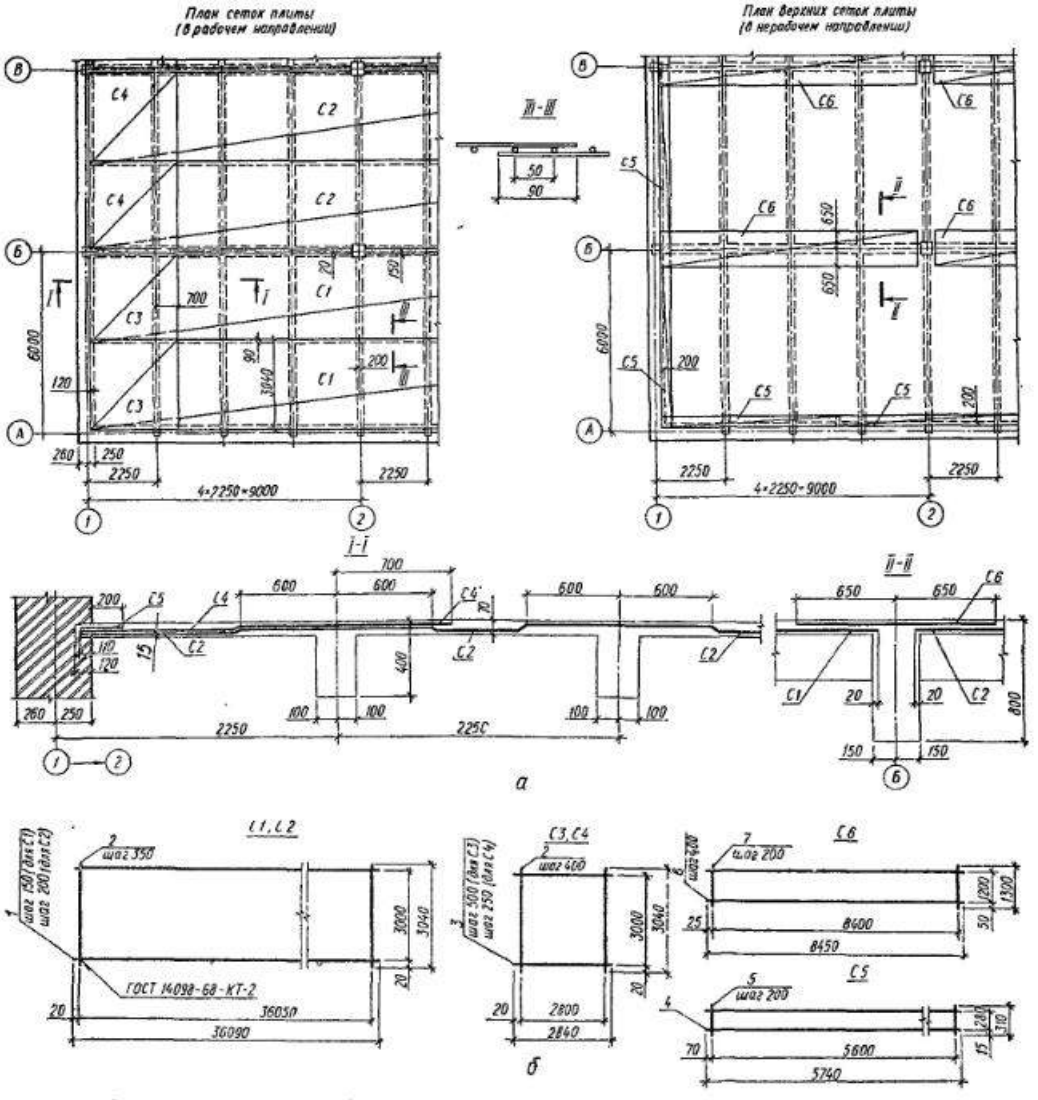


Рис. 7.6. Армирование плиты ребристого перекрытия сварными рулонными сетками с продольным направлением рабочих стержней:

а — опалубочные размеры сечения и схема армирования; *б* — арматурные изделия.

Определение расчетных усилий. Расчетные усилия в балке определяют с учетом их перераспределения по формулам (6.108) с использованием данных табл. 6.19 и рис. 6.78. Отношение временной нагрузки к постоянной $p/g = 19{,}24 : 7{,}77 = 2{,}48 \approx 2{,}5$.

Так как во многих сечениях второстепенной балки могут действовать изгибающие моменты с разными знаками, то определение моментов только для основных пролетных и опорных сечений недостаточно. Необходимо вычислить положительные и отрицательные моменты для нескольких сечений балки по длине с целью построения огибающей эпюры. При симметричной нагрузке и схеме балки расчетные усилия достаточно определить только для половины балки. Поскольку в данном случае разница в величине пролетов l_1 и l_2 менее 10 %, используют расчетные формулы для равнопролетных балок. Вычисление изгибающих моментов удобно выполнять, в табличной форме (табл. 7.4).

Положительные значения коэффициентов β в формуле (6.108) находят по рис. 6.78, отрицательные — по табл. 6.19. В первом пролете расстояние от правой опоры до нулевой ординаты отрицательных моментов определяют по рис. 6.78: $l_x = 0{,}27l_1 = 0{,}27 \cdot 5{,}73 = 1{,}55$ м. В том же пролете расстояние от правой опоры до нулевой ординаты положительных моментов $l_x = 0{,}15l_1 = 0{,}15 \cdot 5{,}73 = 0{,}86$ м. То же расстояние во втором пролете $l_x = 0{,}15l_2 = 0{,}15 \cdot 5{,}7 = 0{,}855$ м.

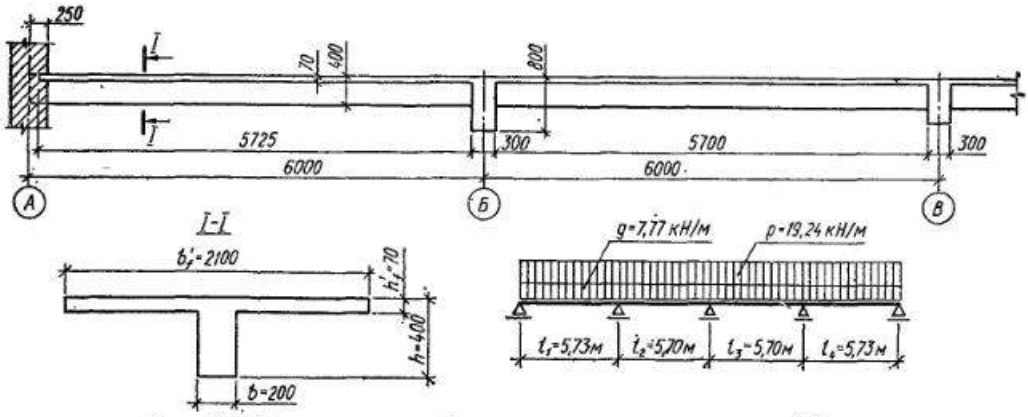


Рис. 7.7. Расчетные пролеты, сечение и схема второстепенной балки.

Вычисляют расчетные величины поперечных сил: на крайней опоре $Q = 0{,}4ql_1 = 0{,}4 \times \times 27{,}01 \cdot 5{,}73 = 61{,}9$ кН; на первой промежуточной опоре слева $Q = 0{,}6ql_1 = 0{,}6 \cdot 27{,}01 \times \times 5{,}73 = 92{,}9$ кН; на первой промежуточной опоре справа и на средней опоре $Q = 0{,}5ql_2 = = 0{,}5 \cdot 27{,}01 \cdot 5{,}7 = 77$ кН.

Расчет прочности сечений. Размеры бетонного сечения второстепенной балки определены ранее — при компоновке монолитного перекрытия ($b = 0{,}2$ м; $h = 0{,}4$ м). Для тех участков балки, где действуют положительные изгибающие моменты, принимают тавровое сечение с полкой в сжатой зоне. Вводимую в расчет ширину сжатой полки b_f' принимают из условия, что ширина свеса в каждую сторону от ребра должна быть не более $^1/_6$ пролета, т. е. $b_f' = 2 \cdot 5{,}7 : 6 + 0{,}2 = = 2{,}1$ м. Следовательно, для тавровых сечений балки принимают $b_f' = 2{,}1$ м и $h_f' = 0{,}07$ м.

Рабочая высота сечений балки: в крайних пролетах при $a = 0{,}05$ м $h_0 = h - a = 0{,}4 - - 0{,}05 = 0{,}35$ м; в средних пролетах при $a = = 0{,}03$ м $h_0 = 0{,}4 - 0{,}03 = 0{,}37$ м; у опор при $a = 0{,}05$ м $h_0 = 0{,}4 - 0{,}05 = 0{,}35$ м.

Проверяют прочность бетона стенки по сжатой полосе между наклонными трещинами у первой промежуточной опоры слева, где действует наибольшая поперечная сила.

По формуле (3.262) $\varphi_{b1} = 1 - 0{,}01 \cdot 8 = = 0{,}92$. Предполагая отсутствие поперечной арматуры (что в данном случае идет в запас прочности), при $\varphi_{w1} = 1$ проверяют условие (3.259). Так как $Q = 92{,}9$ кН $< 0{,}25 \cdot 1 \times \times 0{,}92 \cdot 8 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}35 = 0{,}1288$ МН $= = 128{,}8$ кН, принятые размеры бетонного сечения достаточны.

Расчет продольной арматуры. Определяют граничное значение относительной высоты сжатой зоны ξ_R. При $\omega = 0{,}786$ и $\sigma_{sR} = 500$ МПа (см. с. 382) для арматуры класса А-III:

$$\xi_R = \frac{0{,}786}{1 + \frac{365}{500}\left(1 - \frac{0{,}786}{1{,}1}\right)} = 0{,}65;$$

$$B_R = 0{,}65 \cdot (1 - 0{,}5 \cdot 0{,}65) = 0{,}439.$$

Определяют положение нулевой линии в тавровом сечении балки. Наибольший положитель-

Таблица 7.4. **Изгибающие моменты в сечениях второстепенной балки**

Номер пролета	Номер расчетного сечения	Расстояние от левой опоры до сечения	Значения коэффициентов $+\beta$	Значения коэффициентов $-\beta$	pl^2, кН · м	Изгибающие моменты, кН · м M_{max}	Изгибающие моменты, кН · м M_{min}
1	1	$0{,}2l_1$	0,065	—	$27{,}01 \cdot 5{,}73^2 = = 886{,}8$	57,6	—
	2	$0{,}4l_1$	0,090	—		79,8	—
	2′	$0{,}425l_1$	0,091	—		80,7	—
	3	$0{,}6l_1$	0,075	—		66,5	—
	4	$0{,}8l_1$	0,020	0,019		17,7	—16,8
	5	$1{,}0l_1$	—	0,0715		—	—63,4
2	6	$0{,}2l_2$	0,018	0,033	$27{,}01 \cdot 5{,}7^2 = = 877{,}6$	15,8	—29,0
	7	$0{,}4l_2$	0,058	0,012		50,9	—10,5
	7′	$0{,}5l_2$	0,0625	0,008		54,9	—7,0
	8	$0{,}6l_2$	0,058	0,009		50,9	—7,9
	9	$0{,}8l_2$	0,018	0,027		15,8	—23,7
	10	$1{,}0l_2$	—	0,0625		—	—54,9

ный момент действует в крайнем пролете, поэтому $M_f' = R_b b_f' h_f' (h_0 - 0{,}5 \cdot h_f') = 8 \cdot 2{,}1 \times \times 0{,}07\,(0{,}35 - 0{,}5 \cdot 0{,}07) = 0{,}3704$ МН · м = = 370,4 кН · м $> M = 80{,}7$ кН · м. Нулевая линия расположена в полке, поэтому при действии положительных изгибающих моментов все сечения балки рассматривают как прямоугольные шириной $b = b_f' = 2{,}1$ м.

Определяют сечение продольной арматуры в пролетных сечениях балки при действии положительных моментов. По формуле (3.29) находят значения B_0, а по табл. 3.5 — соответствующие им значения v. Требуемую площадь сечения продольной арматуры вычисляют по формуле (3.43).

В пролете 1 $M = 0{,}0807$ МН · м (см. табл. 7.4), поэтому

$$B_0 = \frac{0{,}0807}{8{,}0 \cdot 2{,}1 \cdot 0{,}35^2} = 0{,}039 < B_R = 0{,}439;$$

$$v = 0{,}98; \quad A_s = \frac{0{,}0807}{365 \cdot 0{,}98 \cdot 0{,}35} = \cdot$$

$$= 0{,}000645 \text{ м}^2 = 6{,}45 \text{ см}^2.$$

В пролете 2 $M = 0{,}0549$ МН · м, поэтому

$$B_0 = \frac{0{,}0549}{8{,}0 \cdot 2{,}1 \cdot 0{,}37^2} = 0{,}024; \quad v = 0{,}988,$$

$$A_s = \frac{0{,}0549}{365 \cdot 0{,}988 \cdot 0{,}37} = 0{,}000411 \text{ м}^2 =$$

$$= 4{,}11 \text{ см}^2.$$

В опорных сечениях балки действуют отрицательные изгибающие моменты, плита расположена в растянутой зоне, поэтому сечения балки рассматривают как прямоугольные шириной $b = 0{,}2$ м.

На опоре B $M = -0{,}0634$ МН · м, поэтому

$$B_0 = \frac{0{,}0634}{8{,}0 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}35^2} = 0{,}323 < B_R = 0{,}439;$$

$$v = 0{,}797; \quad A_s = \frac{0{,}0634}{365 \cdot 0{,}797 \cdot 0{,}35} =$$

$$= 0{,}000623 \text{ м}^2 = 6{,}23 \text{ см}^2.$$

На опоре C $M = -0{,}0549$ МН · м;

$$B_0 = \frac{0{,}0549}{8{,}0 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}35^2} = 0{,}280; \quad v = 0{,}832;$$

$$A_s = \frac{0{,}0549}{365 \cdot 0{,}832 \cdot 0{,}35} = 0{,}000517 \text{ м}^2 =$$

$$= 5{,}17 \text{ см}^2.$$

Кроме того, отрицательный изгибающий момент может действовать также в пролетном сечении пролета 2. В этом случае плита находится в растянутой зоне ($b = 0{,}2$ м), растянутая арматура располагается в один ряд, $h_0 = 0{,}37$ м, $M = -0{,}007$ МН · м. Следовательно

$$B_0 = \frac{0{,}007}{8{,}0 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}37^2} = 0{,}032; \quad v = 0{,}984;$$

$$A_s = \frac{0{,}007}{365 \cdot 0{,}984 \cdot 0{,}37} = 0{,}000053 \text{ м}^2 =$$

$$= 0{,}53 \text{ см}^2;$$

$$\mu_s = \frac{0{,}000053}{0{,}2 \cdot 0{,}37} 100\ \% = 0{,}07\ \% > 0{,}05\ \%.$$

Количество продольных стержней и их диаметры определяют в процессе конструирования.

Расчет поперечной арматуры. Выясняют необходимость постановки расчетной поперечной арматуры. При $\gamma_{b2} = 0{,}9$ получают $R_{bt} = = 0{,}9 \cdot 0{,}8 = 0{,}72$ МПа.

Определяют величину $Q_{b,u}$ — прочность железобетонного элемента в наклонном сечении при отсутствии поперечной арматуры, равную правой части формулы (3.276). Поскольку продольные силы отсутствуют, $\varphi_n = 0$. При $c = = 0{,}25l = 0{,}25 \cdot 5{,}73 = 1{,}43$ м получают $Q_{b,u} = 1{,}5\,(1 + 0)\,0{,}72 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}35^2 : 1{,}43 = = 0{,}0185$ МН. Так как $Q_{b,u} < \varphi_{b3}\,(1 + + \varphi_n)\,R_{bt} b h_0 = 0{,}6\,(1 + 0)\,0{,}72 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}35 = = 0{,}0302$ МН = 30,2 кН, принимают $Q_{b,u} = = 30{,}2$ кН и проверяют условие (3.276). Так как на любой из рассматриваемых опор это условие не выполняется, необходима постановка расчетной поперечной арматуры.

Наибольшая поперечная сила (Q=0,0929 МН) действует у опоры B слева. Поперечную арматуру подбирают в порядке, изложенном на с. 118. Определяют величину поперечной силы, воспринимаемой бетоном сжатой зоны. Поскольку на приопорных участках свесы в сжатой зоне отсутствуют, $\varphi_f = 0$. Кроме того, $\varphi_n = = 0$. Величину c_b находят из условия: $c_b = = h_0 \dfrac{\varphi_{b2}\,(1 + \varphi_f + \varphi_n)}{\varphi_{b3}\,(1 + \varphi_n)} = 0{,}35 \dfrac{2\,(1 + 0 + 0)}{0{,}6\,(1 + 0)} = = 1{,}167$ м $< 0{,}25l = 0{,}25 \cdot 5{,}73 = 1{,}43$ м.

По формуле (3.275) при $c = c_b$ имеем $Q_b = = 2\,(1 + 0 + 0)\,0{,}72 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}35^2 : 1{,}167 = = 0{,}0302$ МН. По формуле (3.280) вычисляют величину q_w и проверяют условие (3.278). Так как

$$q_w = \frac{(0{,}0929 - 0{,}0302)^2}{0{,}0302 \cdot 1{,}167} = 0{,}1115 \text{ МН/м} >$$

$$> 0{,}5 R_{bt} b = 0{,}5 \cdot 0{,}72 \cdot 0{,}2 = 0{,}072 \text{ МН/м},$$

т. е. указанное условие выполняется, определяют длину проекции опасного наклонного сечения. По формуле (3.270) при $q_{inc} = 0$ $c_0 = = 0{,}35 \sqrt{2\,(1 + 0 + 0)\,0{,}72 \cdot 0{,}2 : 0{,}1115} = = 0{,}5625$ м $< 2h_0 = 2 \cdot 0{,}35 = 0{,}7$.

Уточняют величину q_w по формуле (3.265) при $c = c_0$ и $Q_w = (Q - Q_b)$:

$$q_w = (0{,}0929 - 0{,}0302) : 0{,}5625 = 0{,}1115 \text{ МН/м}.$$

Назначают шаг поперечных стержней. Наибольшее расстояние между ними определяют по формуле (3.279): $s_{w,\max} = 0{,}75 \cdot 2\,(1 + 0 + + 0)\,0{,}72 \cdot 0{,}2 \cdot 0{,}35^2 : 0{,}0929 = 0{,}285$.

При высоте сечения балки $h = 0{,}4$ м $< 0{,}45$ м шаг поперечных стержней должен быть не более $0{,}5h$ и 0,15 м. Принимают $s_w = 0{,}15$ м. Для

Таблица 7.5. Армирование второстепенной балки

Номер расчетного сечения	A_s, см², по расчету	Принятая продольная арматура: количество и диаметр стержней, мм	Принятая продольная арматура: A_s, см²
2′	6,45	2∅16AIII + 2∅14AIII	7,1
5	6,23	2∅16AIII + 2∅14AIII	7,1
7′	4,11	3∅14AIII	4,62
10	5,17	2∅16AIII + 1∅14AIII	5,56

арматуры класса Вр-I диаметром 5 мм $R_{sw} = 300$ МПа. Поэтому по формуле (3.266) $A_w = 0{,}1115 \cdot 0{,}15 : 300 = 0{,}0000557$ м² = 0,557 см².

Вычисленной площади соответствует 3∅5 Вр-I ($A_w = 0{,}589$ см²). Поскольку для вязаной арматуры необходимо четное количество поперечных стержней, назначают 2∅5 Вр-I ($A_w = 0{,}393$ см²) с шагом $s_w = 100$ мм.

Выясняют, на каком расстоянии от опоры может быть увеличен шаг поперечных стержней. На пролетном участке назначают 2∅5 Вр-I с шагом $s_w = 0{,}3$ м. Проверяют условие (3.278) для этого участка. Так как $q_w = 300 \times 0{,}0000393 : 0{,}3 = 0{,}039$ МН/м $< 0{,}5R_{bt}b = 0{,}072$ МН/м, т. е. условие (3.278) не удовлетворяется, минимальную длину участка с шагом $s_w = 0{,}1$ м определяют по формуле $l_1 = (Q - Q_b)/q = (92{,}9 - 30{,}2) : 21{,}01 = 2{,}98$ м $> 0{,}25l = 1{,}43$. Принимают длину участка с шагом поперечных стержней $s_w = 0{,}1$ м равной $l_1 = 3{,}0$ м.

Для сечений балки у опоры B слева и у опоры C расчет производят в той же последовательности: $Q = 0{,}077$ МН; $c_b = 1{,}167$ м; $Q_b = 0{,}0302$ МН; $q_w = 0.0621$ МН/м $< 0{,}072$ МН/м; $c_0 = 0{,}7$ м; принимают $q_w = 0{,}072$ МН/м; $s_w = 0{,}15$ м; $A_w = 0{,}372$ см². Назначают 2∅5 Вр-I ($A_w = 0{,}393$ см²) с шагом 150 мм; $l_1 = 1{,}5$ м.

Для сечений балки у опоры A $Q = 0{,}0619$ МН. В сжатой зоне имеются свесы, поэтому $b_f' = b + 3h_f' = 0{,}2 + 3 \cdot 0{,}07 = 0{,}41$ м; $h_0 = 0{,}37$ м; $\varphi_f = 0{,}149$; $c_b = 1{,}417$ м; $Q_b = 0{,}032$ МН; $q_w = 0{,}0197$ МН/м $< 0{,}072$ МН/м; $c_0 = 0{,}793$ м; $c = 0{,}74$ м. Принимают $q_w = 0{,}072$ МН/м; $s_w = 0{,}15$ м; $A_w = 0{,}372$ см². Назначают 2∅5 Вр-I ($A_w = 0{,}393$ см²) с шагом 150 мм, $l_1 = 2{,}25$ м.

Конструирование балки. Вариант с применением вязаной арматуры. Конструируют балку с вязаной арматурой в такой последовательности. Сначала подбирают арматуру для пролетных и опорных сечений балки в соответствии с расчетом. Затем определяют места обрыва или отгиба продольных стержней. Результаты подбора арматуры представлены в табл. 7.5. Из условия симметрии данные по арматуре приведены для левой половины балки.

Места обрыва или отгиба стержней определяют с помощью эпюры материалов, для чего необходимо:

а) вычислить величину несущей способности (предельного изгибающего момента) сечения, армированного оставшимися после обрыва или отгиба стержнями;

б) по огибающей эпюре изгибающих моментов найти места теоретического обрыва стержней, т. е. местоположение вертикального сечения, где внешний изгибающий момент равен несущей способности, вычисленной по предыдущему пункту;

в) выяснить значения поперечных сил в найденных сечениях (при том же расположении временной нагрузки, при котором получен изгибающий момент согласно пункту «б») и определить длину w, на которую необходимо завести

Таблица 7.6. Определение мест обрывов и отгибов арматурных стержней второстепенной балки

Количество и диаметр стержней	A_s, см²	ξ	υ	M_w, кН · м	Количество обрываемых или отгибаемых стержней	Расстояния, м, от точек теоретического обрыва до оси опоры: слева	Расстояния, м, от точек теоретического обрыва до оси опоры: справа
Арматура пролета 1 ($b = 2{,}1$ м)							
2∅16AIII + 2∅14AIII	7,1	0,043	0,979	91,3	—	—	—
2∅16AIII	4,02	0,024	0,988	52,2	2∅14AIII	1,04 (отгиб)	1,96 (отгиб)
Арматура пролета 2 ($b = 2{,}1$ м)							
3∅14AIII	4,62	0,028	0,986	59,9	—	—	—
2∅14AIII	3,08	0,019	0,991	40,1	1∅14AIII	1,93 (обрыв)	1,93 (отгиб)
Арматура над опорой B ($b = 0{,}2$ м)							
2∅16AIII + 2∅14AIII	7,1	0,45	0,775	72,3	—	—	—
2∅16AIII	4,02	0,255	0,873	46,1	2∅14AIII	0,57 (обрыв)	0,43 (отгиб)
2∅12AIII	2,26	0,143	0,928	27,6	2∅16AIII	1,21 (обрыв)	0,88 (обрыв)
Арматура над опорой C ($b = 0{,}2$ м)							
2∅16AIII + 1∅14AIII	5,56	0,352	0,824	60,2	—	—	—
2∅16AIII	4,02	0,255	0,873	46,1	1∅14AIII	0,32 (отгиб)	0,32 (отгиб)
2∅12AIII	2,26	0,143	0,928	27,6	2∅16AIII	1 (обрыв)	1 (обрыв)

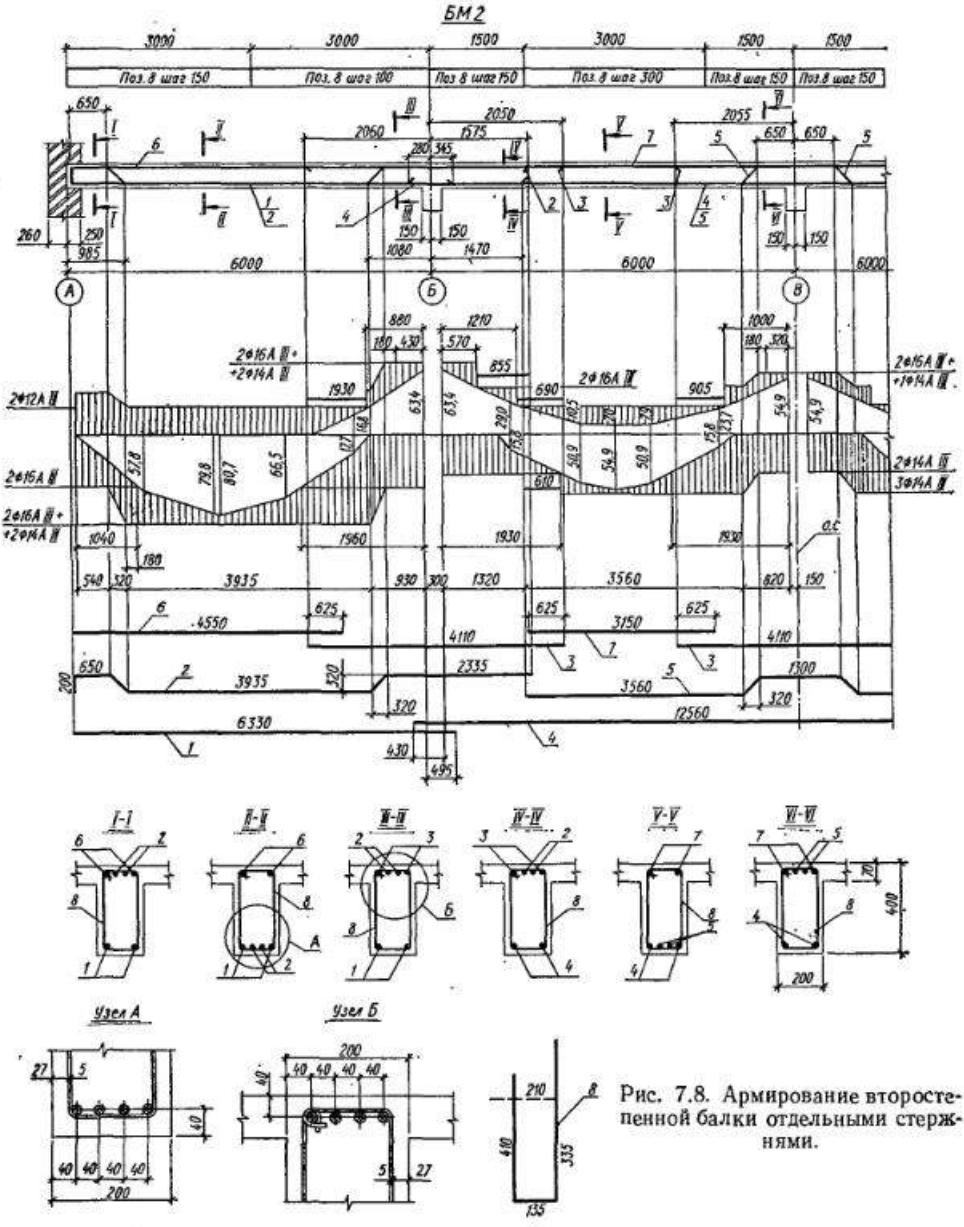


Рис. 7.8. Армирование второстепенной балки отдельными стержнями.

продольные рабочие стержни за вертикальное сечение, где они не требуются по расчету;

г) вычислить расстояния от опор до мест действительного обрыва или отгиба стержней.

Несущую способность сечений балки находят по формуле $M_u = R_s A_s \upsilon h_0$ при $\xi = \dfrac{R_s A_s}{R_b b h_0}$ и $\upsilon = 1 - 0{,}5 \cdot \xi$. Результаты вычислений приведены в табл. 7.6. При этом $R_s = 365$ МПа, $R_b = 8$ МПа и $h_0 = 0{,}36$ м.

При определении мест теоретического обрыва стержней действительную криволинейную огибающую эпюру моментов заменяют ломаной таким образом, чтобы точки перелома находились в сечениях, для которых в табл. 7.4 вычислены ординаты огибающей (рис. 7.8). В том же масштабе откладывают ординаты несущей способности балки по данным табл. 7.6. Точки теоретического обрыва стержней находятся в местах пересечения ординат несущей способности с огибающей эпюрой моментов. Так, в пролете 1 несущая способность балки при 2⌀16AIII + 2⌀14AIII составляет 91,3 кН·м, а при 2⌀16AIII — 52,2 кН · м. Последняя ордината пересекает левую ветвь огибающей эпюры моментов в точке, отстоящей от оси левой (крайней) опоры на расстоянии (см. рис. 7.8); $a_x = 0{,}2 \cdot 5{,}73 \cdot 52{,}2 : 57{,}6 = 1{,}038$ м $\approx 1{,}04$ м.

Ординаta несущей способности $M_u = 52{,}2$ кН·м пересекает правую ветвь той же огибающей в точке, расположенной от опоры B на расстоянии

$$a_x = 0{,}2 \cdot 5{,}73 \left(1 + \frac{52{,}2 - 17{,}7}{66{,}5 - 17{,}7}\right) = 1{,}956 \text{ м} \approx 1{,}96 \text{ м}.$$

Вычисленные таким образом координаты точек теоретических обрывов стержней приведены в табл. 7.6.

Чтобы использовать одни и те же стержни в качестве как пролетной, так и опорной арматуры, часть продольных стержней не обрывают, а отгибают (см. табл. 7.6). Количество отгибов принято по конструктивным соображениям, так как по расчету они не требуются. Начало каждого отгиба в растянутой зоне располагают на расстоянии от точки теоретического обрыва не меньше, чем $0{,}5h_0 = 0{,}5 \cdot 0{,}36 = 0{,}18$ м.

Для определения длины w обрываемых стержней вычисляют значения поперечных сил Q в сечениях балки, проходящих через точки теоретического обрыва. Поперечные силы вычисляют как тангенсы углов наклона соответствующих ветвей огибающей эпюры моментов. В данном случае (действие равномерно распределенной нагрузки) такой способ — приближенный, поскольку действительная криволинейная эпюра моментов заменена полигональной. Интенсивность поперечного армирования вычисляют по формуле (3.266) с учетом замены R_{sw} на R_s, а расстояния w — по формуле (3.289) без учета конструктивных отгибов. Кроме того, по формуле (5.16) определяют длину зоны анкеровки арматуры.

Последовательность определения мест действительного обрыва стержней покажем на примере опорных стержней 2⌀16AIII, обрываемых слева от первой промежуточной опоры. Длина зоны анкеровки этих стержней $l_{an} = \left(0{,}7 \frac{365}{8{,}0} + 11\right) 0{,}016 = 0{,}687$ м $> 20d = 0{,}32$ м. Поперечная сила (см. рис. 7.8) $Q = \frac{63{,}4 - 16{,}8}{0{,}2 \cdot 5{,}73} = 40{,}7$ кН. Интенсивность поперечного армирования при $A_w = 0{,}0000393$ м^2 и $s_w = 0{,}1$ м: $q_w = 360 \cdot 0{,}0000393 : 0{,}1 = 0{,}1415$ МН/м $= 141{,}5$ КН/м. Длина участков стержней за вертикальным сечением, где они не требуются по расчету, $w = \frac{40{,}7}{2 \cdot 141{,}5} + 5 \cdot 0{,}016 = 0{,}224$ м $< l_{an} = 0{,}687$ м. Принимают $w = 0{,}69$ м. Так как расстояние от конца пролета до места действительного обрыва стержней $a_x + w = 0{,}88 + 0{,}69 = 1{,}57$ м $< l/3 = 5{,}73 : 3 = 1{,}91$ м, принимают $a_x + w = 1{,}91$ м.

Для опорных стержней 2⌀14AIII, обрываемых справа от первой промежуточной опоры: $Q = 30{,}2$ кН; $q_w = 94{,}3$ кН/м; $w = 0{,}230$ м $< l_{an} = 0{,}601$ м,— принимают $w = 0{,}61$ м; $a_x + w = 1{,}18$ м $< {}^1/_4\, l = 5{,}7 : 4 = 1{,}425$ м; принимают $a_x + w = 1{,}425$ м.

Для опорных стержней 2⌀16AIII, обрываемых там же: $Q = 16{,}2$ кН; $q_w = 94{,}3$ кН/м; $w = 0{,}166$ м $< l_{an} = 0{,}687$ м; принимают $w = 0{,}69$ м; $a_x + w = 1{,}9$ м $= l/3$.

Для опорных стержней 2⌀16AIII, обрываемых у средней опоры: $Q = 27{,}4$ кН; $q_w = 94{,}3$ кН/м; $w = 0{,}225$ м $< l_{an} = 0{,}687$; принимают $w = 0{,}69$ м; $a_x + w = 1{,}69$ м $< l/3 = 1{,}9$ м; принимают $a_x + w = 1{,}9$ м.

Для пролетного стержня 1⌀14AIII, обрываемого на левом конце пролета 2: $Q = 30{,}8$ кН; $q_w = 94{,}3$ кН/м; $w = 0{,}230$ м $< l_{an} = 0{,}601$ м; принимают $w = 0{,}61$ м; $a_x - w = 1{,}32$ м (см. рис. 7.8).

Поперечную арматуру предусматривают в виде двухсрезных хомутов. Чтобы воспринять изгибающий момент возможного частичного защемления балки, в пролете 1 стержни 2⌀14AIII не обрывают, а отгибают на крайнюю опору. На участках балки, где отсутствует опорная арматура, предусматривают верхние продольные стержни 2⌀12AIII, которые стыкуют с опорными стержнями внахлестку (без сварки). Длину нахлестки определяют по формуле (5.15)

$$l_{ov} = \left(0{,}9 \frac{365}{8{,}0} + 11\right) 0{,}012 = 0{,}625 \text{ м}.$$

Вариант армирования сварными сетками. Пролетную арматуру конструируют в виде плоских вертикальных сеток, надопорную — в виде плоских горизонтальных сеток. Принимают армирование:

в пролете 1 — две сетки, в каждой рабочие продольные стержни 1⌀16AIII + 1⌀14AIII, всего $A_s = 7{,}10$ см$^2 > 6{,}45$ см^2;

в пролете 2 — две сетки, в каждой 2⌀12AIII, всего $A_s = 4{,}52$ см$^2 > 4{,}11$ см^2;

верхние стержни пролетных сеток диаметром 12 мм, тогда арматура у верхней грани балки в пролете 2 — 2⌀12AIII ($A_s = 2{,}26$ см$^2 > 0{,}53$ см^2);

на опоре B — две раздвинутых сетки, в одной 2⌀14AIII, в другой 3⌀12AIII, всего $A_s = 6{,}47$ см$^2 > 6{,}23$ см^2;

на опоре C — две раздвинутых сетки, в каждой 2⌀14AIII, всего $A_s = 6{,}16$ см$^2 > 5{,}17$ см^2.

Поперечное армирование на приопорных участках балки, равных $0{,}25l$, принимают в соответствии с результатами расчета. На остальной части пролетов в соответствии с конструктивными требованиями принимают поперечные стержни ⌀4BpI с шагом 300 мм. В горизонтальных сетках назначают поперечные стержни ⌀5BpI (по условиям сварки). Так как в сварных сетках применять отогнутые стержни не рекомендуется, продольные стержни обрывают. Последовательность определения точек теоретического и действительного обрыва принята такой же, как и в варианте с применением вязаной арматуры.

Армирование второстепенной балки сварными сетками показано на рис. 7.9.

Расчет и конструирование главной балки. *Расчетная схема.* Расчетную схему главной балки принимают в виде неразрезной балки на шарнирно вращающихся опорах (рис. 7.10). Расчетные пролеты назначают равными расстояниям между осями опор, а для крайних пролетов — расстоянию от середины площадки опи-

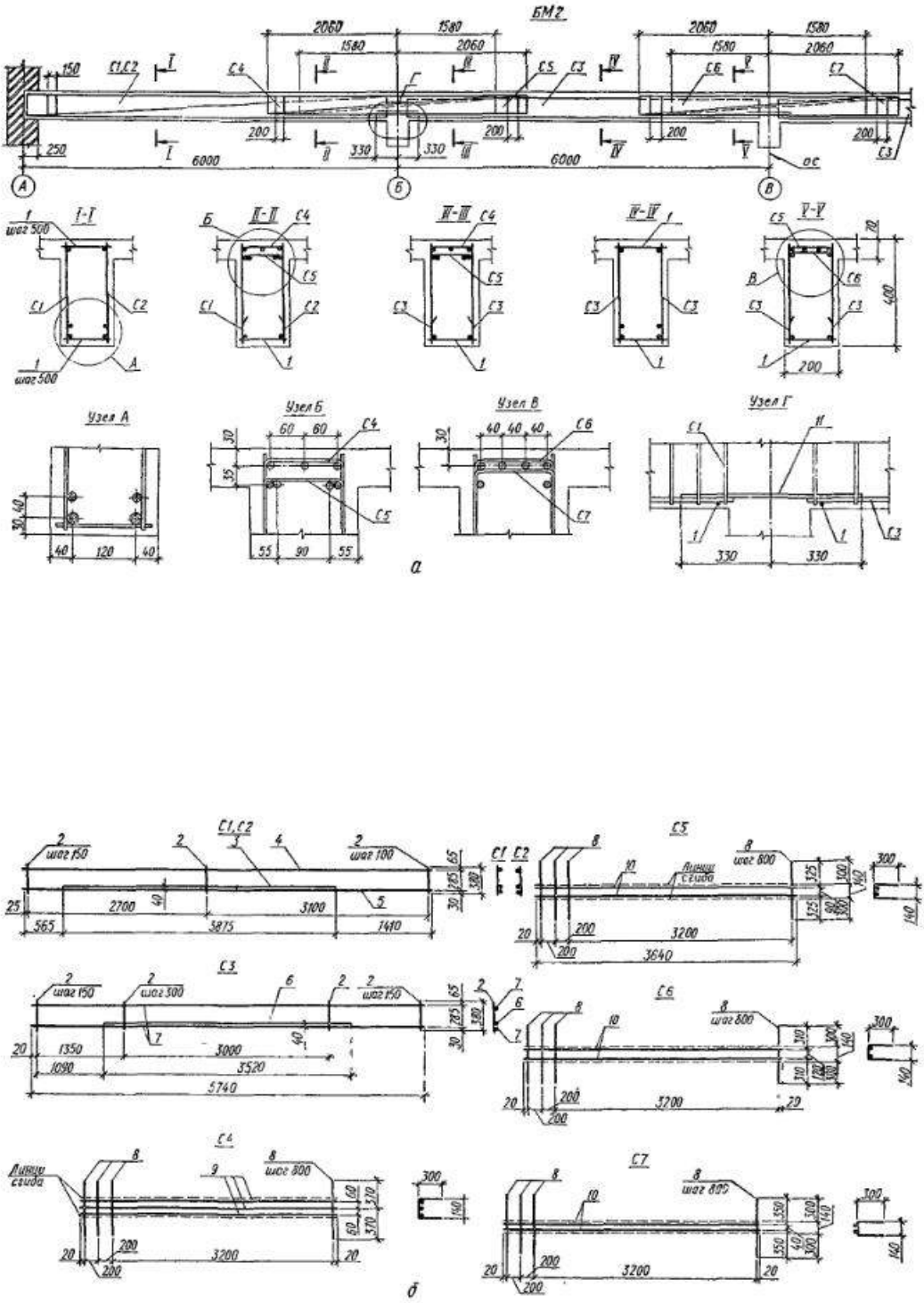


Рис. 7.9. Армирование второстепенной балки сварными сетками:

а — опалубочные размеры сечения и схема армирования; *б* — арматурные изделия (стержни в сетках соединяют в соответствии ГОСТ 14098—68—КТ—2).

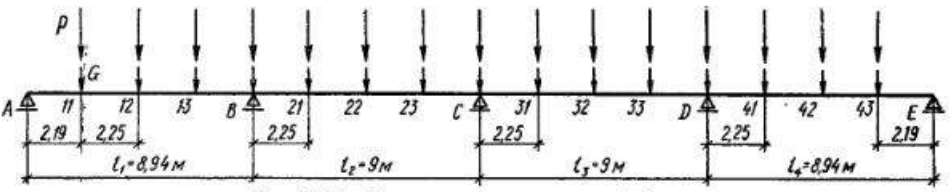


Рис. 7.10. Расчетная схема главной балки.

рания на стену до оси колонны. Принимая длину площадки опирания на стену для главной балки 0,38 м, получают: $l_1 = l_4 = 9 - 0{,}25 + 0{,}5 \cdot 0{,}38 = 8{,}94$ м; $l_2 = l_3 = 9$ м.

Нагрузку, передаваемую второстепенными балками на главную, учитывают в виде сосредоточенных сил и определяют без учета неразрезности второстепенных балок. Вес ребра главной балки — равномерно распределенная нагрузка, однако для упрощения расчета условно считают ее действующей в виде сосредоточенных сил, приложенных в местах опирания второстепенных балок и равных весу ребра главной балки на участках между осями примыкающих пролетов плиты.

При компоновке перекрытия принято сечение главной балки 0,3 × 0,8 м, расстояние между осями примыкающих пролетов плиты 2,25 м. Следовательно, расчетная нагрузка от веса ребра главной балки равна: при $\gamma_f = 1$ $G_d = (0{,}8 - 0{,}07) \cdot 0{,}30 \cdot 2{,}25 \cdot 25 \cdot 0{,}95 = 11{,}7$ кН; при $\gamma_f > 1$ $G_d = 11{,}7 \cdot 1{,}1 = 12{,}87$ кН.

Расчетные нагрузки на главную балку при $\gamma_f = 1$: постоянная $G = 11{,}7 + 6{,}89 \cdot 6 = 53{,}04$ кН; временная $P = 16{,}03 \cdot 6 = 96{,}18$ кН, в т. ч. длительная $P_l = 10{,}69 \cdot 6 = 64{,}14$ кН; полная (постоянная и временная) $G + P = 53{,}04 + 96{,}18 = 149{,}22$ кН, в т. ч. продолжительно действующая $G + P_l = 53{,}04 + 64{,}14 = 117{,}18$ кН.

Расчетные нагрузки при $\gamma_f > 1$: постоянная $G = 12{,}87 + 7{,}77 \cdot 6 = 59{,}49$ кН; временная $P = 19{,}24 \cdot 6 = 115{,}44$ кН; в т. ч. длительная $P_l = 12{,}83 \cdot 6 = 76{,}98$ кН; полная (постоянная и временная) $G + P = 59{,}49 + 115{,}44 = 174{,}93$ кН; в т. ч. продолжительно действующая $G + P_l = 59{,}49 + 76{,}98 = 136{,}47$ кН.

Определение усилий в балке. Расчетные усилия определяют с учетом их перераспределения. Предварительно находят усилия в балке как в упругой системе. Так как разница в величине пролетов не превышает 10 %, усилия определяют как для равнопролетной балки. Из условия симметрии рассматривают только левую половину балки. При определении усилий варианты положения временной нагрузки следующие: B_1 — нагружены 1-й и 3-й пролеты для определения максимальных моментов в нечетных пролетах; B_2 — нагружены 2-й и 4-й пролеты для определения максимальных моментов в четных пролетах; B_3 — нагружены 1-й, 2-й и 4-й пролеты для определения $M_{B,\min}$; B_4 — нагружены 2-й и 3-й пролеты для определения $M_{C,\min}$; B_5 — нагружены 1-й, 3-й и 4-й пролеты для определения $M_{D,\min}$. Кроме того, определяют усилия от постоянной нагрузки, приложенной во всех пролетах.

Система уравнений трех моментов для четырехпролетной балки:

$$2M_B(l_1 + l_2) + M_C l_2 = -6R_B^l;$$

$$M_B l_2 + 2M_C(l_2 + l_3) + M_D l_3 = -6R_C^l;$$

$$M_C l_3 + 2M_D(l_3 + l_4) = -6R_D^l.$$

или, принимая все пролеты одинаковыми ($l = 9$ м),

$$36M_B + 9M_C = -6R_B^l;$$

$$9M_B + 36M_C + 9M_D = -R_C^l;$$

$$9M_C + 36M_D = -6R_D^l.$$

При трех сосредоточенных грузах в пролете фиктивная реакция на опоре n равна

$$6R_n^l = 6B_n^l + 6A_{n+1}^l = \frac{15}{16} Pl_n^2 + \frac{15}{16} Pl_{n+1}^2.$$

Если нагружены оба примыкающих пролета, то при $l_n = l_{n+1} = 9$ м получают $6R_n^l = (1215/6)P$. Если нагружен один пролет (левый или правый), то $6R_n^l = (1215/16)P$.

Вычисляя фиктивные реакции для каждого из перечисленных выше нагружений, из системы уравнений трех моментов находят величины опорных моментов, а затем и значения пролетных моментов в местах приложения сосредоточенных грузов. В табл. 7.7, 7.8, 7.9 приведены результаты расчета главной балки как упругой системы: моменты при разных сочетаниях нагрузок: П + B_1; П + B_2 и т. д., а также ординаты огибающих эпюр изгибающих моментов.

Прежде чем приступить к перераспределению усилий, необходимо выяснить границы возможного уменьшения моментов из условий обеспечения трещиностойкости сечений. Предельно допустимая ширина непродолжительного раскрытия трещин при действии всей нагрузки $a_{crc,1} = 0{,}4$ мм, а ширина продолжительного раскрытия трещин при постоянных и длительных нагрузках $a_{crc,2} = 0{,}3$ мм. Последовательность определения границ перераспределения моментов видна на примере сечения балки у опоры B. Для этого сечения наибольшие по абсолютной величине моменты возникают при сочетании нагрузок П + B_3. При $\gamma_f = 1$ эти моменты равны $M = -583{,}1$ кН · м и $M_l = -452{,}7$ кН · м (см. табл. 7.7 и 7.8). При $\delta = 1$ (изгибаемый элемент); $\varphi_l = 1$ (непродолжительное действие полной нагрузки), $\eta = 1$ (стержневая арматура периодического профиля), $R_s = 365$ МПа, $E_s = 200\,000$ МПа, а также, ориентировочно, $\bar{\mu}_s = 0{,}015$ и $d = 25$ мм, по

Таблица 7.7. **Изгибающие моменты в сечениях главной балки от полных нагрузок при $\gamma_f = 1$ ($G = 53{,}04$ кН; $P = 96{,}18$ кН)**

Вид нагрузки и ее положение	Значения моментов, кН м, в сечениях							
	11	12	13	B	21	22	23	C
П (все пролеты)	131,1	142,8	35,1	—191,8	3,2	78,9	35,1	—127,9
B_1 (1-й и 3-й пролеты)	281,1	345,9	194,2	—173,9	—159,4	—144,9	—130,4	—115,9
B_2 (2-й и 4-й »)	—43,5	—87	—130,6	—173,9	165,2	287,9	194,2	—115,9
B_3 (1-й, 2-й и 4-й »)	226,8	237,2	31,2	—391,3	16,7	208,2	183,3	—58
B_4 (2-й и 3-й »)	—29,0	—58,0	—87	—115,9	150,7	200,9	34,8	—347,8
B_5 (1-й, 3-й и 4-й »)	277,5	338,6	183,3	—188,4	—155,8	—123,2	—90,6	—58
$П + B_1$	412,2	488,7	229,3	—365,7	—156,2	—66,0	—95,3	—243,8
$П + B_2$	87,6	55,8	—95,5	—365,7	168,4	366,8	229,3	—243,8
$П + B_3$	357,9	380,0	66,3	—583,1	19,9	287,1	218,4	—185,9
$П + B_4$	102,1	84,8	—51,9	—307,7	153,9	279,8	69,9	—475,7
$П + B_5$	408,6	481,4	218,4	—380,2	—152,6	—44,3	—55,5	—185,9
Ординаты M_{min}	—	—	—95,5	—583,1	—156,2	—66,0	—95,3	—475,7
огибающей M_{max}	412,2	488,7	229,3	—	168,4	366,8	229,3	—

Таблица 7.8. **Изгибающие моменты в сечениях главной балки от продолжительно действующих нагрузок при $\gamma_f = 1$ ($G = 53{,}04$ кН; $P_l = 64{,}14$ кН)**

Вид нагрузки и ее положение	Значения моментов, кН м, в сечениях							
	11	12	13	B	21	22	23	C
П (все пролеты)	131,1	142,8	35,1	—191,8	3,2	78,9	35,1	—127,9
B_1 (1-й и 3-й пролеты)	187,5	230,6	129,5	—116	—106,3	—96,6	—87	—77,3
B_2 (2-й и 4-й пролеты)	—29	—58	—87	—116	—110,2	192	129,5	—77,3
B_3 (1-й, 2-й и 4-й »)	151,2	158,2	20,8	—260,9	11,1	138,8	122,2	—38,7
B_4 (2-й и 3-й »)	—19,3	—38,7	—58,0	—77,3	100,5	134,0	23,2	—231,9
B_5 (1-й, 3-й и 4-й »)	185,1	225,8	122,2	—125,6	—103,9	—82,1	—60,4	—38,7
$П + B_1$	318,6	373,4	164,6	—307,8	—103,1	—17,7	—51,9	—205,2
$П + B_2$	102,1	84,8	—51,9	—307,8	113,4	270,9	164,6	—205,2
$П + B_3$	282,3	301	55,9	—452,7	14,3	217,7	157,3	—166,6
$П + B_4$	111,8	104,1	—22,9	—269,1	103,7	212,9	58,3	—359,8
$П + B_5$	316,2	368,6	157,3	—317,4	—100,7	—3,2	—25,3	—166,6
Ординаты M_{min}	—	—	—51,9	—452,7	—103,1	—17,7	—51,9	—359,8
огибающей M_{max}	318,6	373,4	164,6	—	113,4	270,9	164,6	—

Таблица 7.9. **Изгибающие моменты в сечениях главной балки от полных нагрузок при $\gamma_f > 1$ ($G = 59{,}49$ кН; $P = 115{,}44$ кН)**

Вид нагрузки и ее положение	Значения моментов, кН м, в сечениях							
	11	12	13	B	21	22	23	C
П (все пролеты)	147	160,2	39,4	—215,1	3,6	88,4	39,4	—143,4
B_1 (1-й и 3-й пролеты)	337,4	415,1	233,1	—208,7	—191,3	—173,9	—156,5	—139,1
B_2 (2-й и 4-й пролеты)	—52,2	—104,4	—156,5	—208,7	198,3	345,5	233,1	—139,1
B_3 (1-й, 2-й и 4-й пролеты)	272,2	284,7	37,4	—469,6	20,0	249,9	220,0	—69,6
B_4 (2-й и 3-й пролеты)	—34,8	—69,6	—104,4	—139,1	180,9	241,2	41,7	—417,4
B_5 (1-й, 3-й и 4-й пролеты)	333,1	406,4	220	—226,1	—187,0	—147,8	—108,7	—69,6
$П + B_1$	484,4	575,3	272,5	—423,8	—187,7	—85,5	—117,1	—282,5
$П + B_2$	94,8	55,8	—117,1	—423,8	201,9	433,9	272,5	—282,5
$П + B_3$	419,2	444,9	76,8	—684,7	23,6	338,3	259,4	—213
$П + B_4$	112,2	90,6	—65,0	—354,2	184,5	329,6	81,1	—560,8
$П + B_5$	480,1	566,6	259,4	—441,2	—183,4	—59,4	—69,3	—213,0
Ординаты M_{min}	—	—	—117,1	—684,7	—187,7	—85,5	—117,1	—560,8
огибающей M_{max}	484,4	575,3	272,5	—	201,9	433,9	272,5	—
Грани пере- M'_{min}	—	—	—58,3	—508,6	—115,8	—37,1	—58,3	—404,2
распределения M'_{max}	357,9	419,5	184,9	—	127,4	304,3	184,9	—

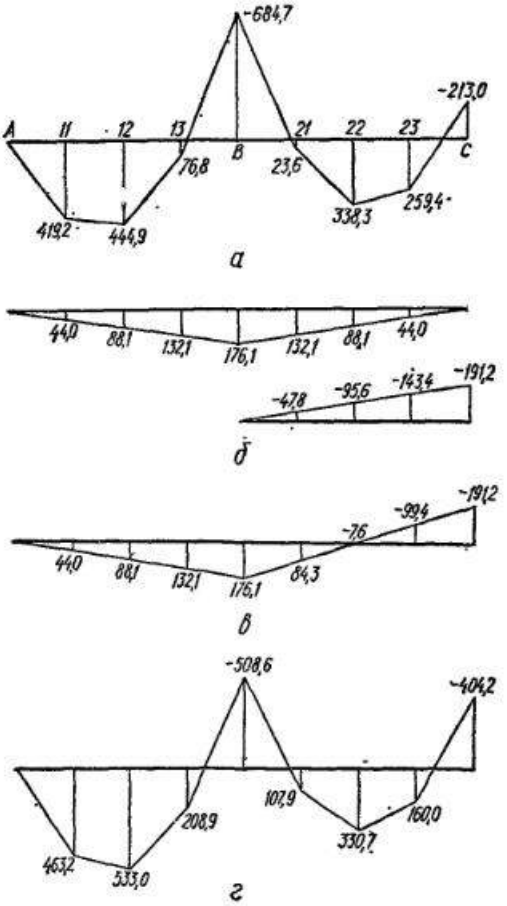


Рис. 7.11. Перераспределение моментов, кН × × м, для сочетания нагрузок П + $В_3$:

а — эпюра моментов в упругой системе; *б* — эпюры дополнительных моментов, приложенных к опорам *B* и *C*; *в* — суммарная эпюра дополнительных моментов; *г* — эпюра моментов после перераспределения.

формуле (7.12)

$$M' = -583{,}1 \times$$

$$\times \frac{1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 20\,(3{,}5 - 100 \cdot 0{,}015)\sqrt[3]{25} \cdot 365}{0{,}4 \cdot 200\,000} =$$

$$= -583{,}1 \cdot 0{,}5617 = -327{,}5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

При продолжительном действии нагрузок $\varphi_l = 1{,}5$. Поэтому по формуле (7.13)

$$M' = -452{,}7 \frac{1 \cdot 1{,}5 \cdot 1 \cdot 20\,(3{,}5 - 100 \times 0{,}015)\sqrt[3]{25} \cdot 365}{0{,}3 \cdot 200\,000} =$$

$$= -452{,}7 \cdot 1{,}1234 = -508{,}6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Следовательно, для сечения балки у опоры *B* граница перераспределения обусловлена продолжительным действием нагрузки и равна — 508,6 кН · м. Таким же образом (при $\overline{\mu}_s = 0{,}015$; $d = 25$ мм) определяют границы перераспределения моментов и для других сечений балки — см. табл. 7.9.

Перераспределяют усилия с целью максимально возможного уменьшения опорных моментов, чтобы получить как экономический (снижение расхода арматуры), так и производственный эффект (уменьшение количества надопорной арматуры, что облегчает укладку бетона). В процессе перераспределения следует стремиться при любом сочетании нагрузок получить принятые граничные значения опорных моментов: на опоре *B* $M_B = -508{,}6$ кН · м; на опоре *C* $M_C = -404{,}2$ кН · м. Если в упругой системе моменты на опорах по абсолютной величине превышают их, принимают положительные значения дополнительных опорных моментов, в противном случае — отрицательные. Такой подход к перераспределению, наряду со значительным снижением опорных моментов, позволяет несколько уменьшить также и пролетные моменты.

Последовательность перераспределения усилий видна на примере сочетания нагрузок П + + $В_3$. На рис. 7.11, *а* построена эпюра моментов для этого сочетания при расчете балки как упругой системы (см. табл. 7.9). На опоре *B* прилагают дополнительный изгибающий момент +176,1 кН · м, который в сумме с моментом в упругой системе обеспечит снижение опорного момента до заданной величины. На опоре *C* прилагают дополнительный момент 191,2 кН · м, чтобы после перераспределения получить заданное усилие в этом сечении. Суммарная эпюра дополнительных моментов показана на рис. 7.11, *в*, эпюра моментов после перераспределения — на рис. 7.11, *г*. Таким же образом перераспределяют моменты и для других сочетаний нагрузок.

Перераспределение усилий удобнее осуществлять в табличной форме. В табл. 7.10 приведены результаты расчета главной балки с учетом перераспределения усилий для всех пяти сочетаний нагрузок. Там же определены ординаты огибающей эпюры изгибающих моментов после перераспределения. При сравнении этих ординат с граничными значениями моментов (см. табл. 7.9) видно, что для двух сечений балки — 21-го и 23-го — моменты после перераспределения оказались меньше граничных. Поэтому в этих сечениях для подбора продольной арматуры принимают граничные значения моментов (см. табл. 7.10). В остальных сечениях балки оставляют значения моментов, полученные после перераспределения.

Поперечные силы вычисляют по участкам для каждого сочетания нагрузок как тангенс угла наклона эпюры моментов после перераспределения. Так, для сочетания нагрузок П + $В_1$ при длине участков $\Delta l = 2{,}25$ м, поперечные силы равны:

на участке от опоры *A* до сечения 11 $Q_{A-11} = (463{,}2 - 0) : 2{,}25 = 205{,}9$ кН;

на участке между сечениями 11 и 12 $Q_{11-12} = (532{,}9 - 463{,}2) : 2{,}25 = 31{,}0$ кН и т. д.

Результаты определения поперечных сил приведены в табл. 7.11. Так как расчет балки по наклонным сечениям не зависит от направления

Таблица 7.10. Перераспределение усилий в главной балке

Сочетание нагрузок	Эпюра моментов	Значения усилий, кН · м, в сечениях							
		11	12	13	B	21	22	23	C
П + B_1	В упругой системе	484,4	575,3	272,5	—423,8	—187,7	—85,5	—117,1	—282,5
	Дополнительная	—21,2	—42,4	—63,6	—84,8	—94,0	—103,3	—112,5	—121,7
	Перераспределенная	463,2	532,9	208,9	—508,6	—281,7	—188,8	—229,6	—404,2
П + B_2	В упругой системе	94,8	55,8	—117,1	—423,8	201,9	433,9	272,5	—282,5
	Дополнительная	—21,2	—42,4	—63,6	—84,8	—94,0	—103,3	—112,5	—121,7
	Перераспределенная	73,6	13,4	—180,7	—508,6	107,9	330,6	160,0	—404,2
П + B_3	В упругой системе	419,2	444,9	76,8	—684,7	23,6	338,3	259,4	—213,0
	Дополнительная	44,0	88,1	132,1	176,1	84,3	—7,6	—99,4	—191,2
	Перераспределенная	463,2	533,0	208,9	—508,6	107,9	330,7	160,6	—404,2
П + B_4	В упругой системе	112,2	90,6	—65,0	—354,2	184,5	329,6	81,1	—560,8
	Дополнительная	—38,6	—77,2	—115,8	—154,4	—76,6	1,1	78,9	156,6
	Перераспределенная	73,6	13,4	—180,8	—508,6	107,9	330,7	160,0	—404,2
П + B_5	В упругой системе	480,1	566,6	259,4	—441,2	—183,4	—59,3	—69,3	—213,0
	Дополнительная	—16,9	—33,7	—50,6	—67,4	—98,4	—129,3	—160,3	—191,2
	Перераспределенная	463,2	532,9	208,8	—508,6	—281,8	—188,7	—229,6	—404,2
Ординаты огибающей после распределения	M_{min}	—	—	—180,8	—508,6	—281,8	—188,8	—229,6	—404,2
	M_{max}	463,2	533	208,9	—	107,9	330,7	160,0	—
Принятые для расчета ординаты огибающей	M_{min}	—	—	—180,8	—508,6	—281,6	—188,8	—229,6	—404,2
	M_{max}	463,2	533	208,9	—	127,4	330,7	184,9	—

Таблица 7.11. Поперечные силы в главной балке

Сочетание нагрузок	Силы, кН, на участках							
	A—11	11—12	12—13	13—B	B—21	21—22	22—23	23—C
П + B_1	205,9	31	—144	—318,9	100,8	41,3	—18,1	—77,6
П + B_2	32,7	—26,8	—86,3	—145,7	274	99	—75,8	—250,8
П + B_3	205,9	31	—144	—318,9	274	99	—75,9	—250,8
П + B_4	32,7	—26,8	—86,3	—145,7	274	99	—75,9	—250,8
П + B_5	205,9	31	—144	—318,8	100,8	41,4	—18,2	—77,6
Ординаты огибающей	205,9	31	144	318,9	274	99	75,9	250,8

действия поперечных сил, в качестве ординат огибающей приведены абсолютные велнчины Q.

Расчет прочности сечений. Проверка размеров бетонного сечения балки. Размеры поперечного сечения главной балки уточняют по усилиям, действующнм по грани опоры B, т. е. по грани колонны. При компоновке перекрытия приняты размеры поперечного сечения колонны 0,5 × 0,5 м. Так как сечения балки и ее армирование справа и слева от опоры B одинаковы, находят бо́льший (по абсолютной величине) из изгибающих моментов, который действует по грани колонны справа при сочетании нагрузок П + B_1:

$$M_{B,g} = M_B + 0{,}5Q_{B-21}h_c = -508{,}6 + $$

$$+ 0{,}5 \cdot 100{,}8 \cdot 0{,}5 = -483{,}4 \text{ кН} \cdot \text{м} =$$

$$= -0{,}4834 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Для опоры C момент на грани колонны:

$$M_{C,g} = M_c - 0{,}5Q_{23-c}h_c = -404{,}2 + 0{,}5 \times$$

$$\times 77{,}6 \times 0{,}5 = -384{,}8 \text{ кН} \cdot \text{м} =$$

$$= -384{,}8 \text{ кН} \cdot \text{м} = -0{,}3848 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Для бетона класса $B15$ и арматуры класса A-III: $\xi_R = 0{,}65$ и $B_R = 0{,}439$ (см. расчет второстепенной балки). Рабочая высота сечения главной балки при $b = 0{,}3$ м

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_{B,g}}{B_R R_B b}} = \sqrt{\frac{0{,}4834}{0{,}439 \times 8 \times 0{,}3}} =$$

$$= 0{,}677 \text{ м}.$$

Располагая арматуру растянутой зоны в два ряда и учитывая предполагаемый диаметр продольных стержней (20...25 мм), назначают $a =$

$= 0{,}05$ м. Тогда принимают окончательно $h_0 = 0{,}8 - 0{,}05 = 0{,}75$ м, оставляя ранее принятые размеры $b = 0{,}3$ м и $h = 0{,}8$ м.

Для сечений, воспринимающих положительные моменты, плита расположена в сжатой зоне. Расчетную ширину полки назначают из условия, что ширина свеса полки в каждую сторону от ребра не должна превышать $^1/_6$ пролета, т. е. $b_f' = 0{,}3 + 2 \times 9{,}0 : 6 = 3{,}3$ м; $h_f' = 0{,}07$ м. Принятые размеры сечения проверяют на прочность бетона стенки по сжатой полосе между наклонными трещинами для участка балки, где действует наибольшая поперечная сила. По формуле (3.262), принимая (в запас) $\varphi_{w1} = 1$, вычисляют $\varphi_{b1} = 1 - 0{,}01 \times 8 = 0{,}92$ и проверяют условие (3.259). Так как $Q_{13-B} = 318{,}9$ кН $< 0{,}25 \times 1 \times 0{,}92 \times 8 \times 0{,}3 \times 0{,}75 = 0{,}414$ МН $= 414$ кН, принятые размеры сечения главной балки достаточны.

Расчет продольной арматуры. Определяют положение нулевой линии в тавровом сечении балки, т. е. при действии на балку положительных моментов. Наибольший положительный момент действует в сечении 12, поэтому

$$M_f' = R_b h_f' b_f' (h_0 - 0{,}5h_f') = 8 \times 0{,}07 \times$$

$$\times 3{,}3\,(0{,}75 - 0{,}5 \cdot 0{,}07) = 1{,}3213 \text{ МН} \cdot \text{м} =$$

$$= 1321{,}3 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{12} = 532{,}9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Следовательно, для всех сечений, воспринимающих положительные моменты, нулевая линия расположена в полке и рассчитывать их следует как прямоугольные шириной $b = b_f' = 3{,}3$ м. Последовательность расчета такая же, как и для второстепенной балки. По формуле (3.29) вычисляют величины B_0, по табл. 3.5 определяют соответствующие значения v и по формуле (3.43) — требуемую площадь сечения продольной арматуры растянутой зоны.

В крайнем пролете

$$B_0 = \frac{0{,}5329}{8 \cdot 3{,}3 \cdot 0{,}75^2} = 0{,}036; \quad v = 0{,}982;$$

$$A_s = \frac{0{,}5329}{365 \cdot 0{,}982 \cdot 0{,}75} = 0{,}001982 \text{ м}^2 =$$

$$= 19{,}82 \text{ см}^2.$$

В среднем пролете

$$B_0 = \frac{0{,}3307}{8 \cdot 3{,}3 \cdot 0{,}75^2} = 0{,}022; \quad v = 0{,}989;$$

$$A_s = \frac{0{,}3307}{8 \cdot 0{,}989 \cdot 0{,}75} = 0{,}001221 \text{ м}^2 =$$

$$= 12{,}21 \text{ см}^2.$$

В этом пролете может действовать отрицательный изгибающий момент $M = -188{,}8$ кН·м (см. табл. 7.10). Для восприятия его предусматривают арматуру у верхней грани балки. Плита в этом случае расположена в растянутой зоне, т. е.

$$b = 0{,}3 \text{ м}; \quad B_0 = \frac{0{,}1888}{8 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}75^2} = 0{,}14;$$

$$v = 0{,}925;$$

$$A_s = \frac{0{,}1888}{365 \cdot 0{,}925 \cdot 0{,}75} = 0{,}000746 \text{ м}^2 =$$

$$= 7{,}46 \text{ см}^2.$$

В опорных сечениях балки действуют отрицательные моменты, поэтому плита расположена в растянутой зоне и сечения рассчитывают как прямоугольные шириной $b = 0{,}3$ м.

На грани опоры B действует изгибающий момент

$$M_{B,e} = -0{,}4834 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Поэтому

$$B_0 = \frac{0{,}4834}{8 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}75^2} = 0{,}358 < B_R = 0{,}439;$$

$$v = 0{,}767; \quad A_s = \frac{0{,}4834}{365 \cdot 0{,}767 \cdot 0{,}75} =$$

$$= 0{,}002302 \text{ м}^2 = 23{,}02 \text{ см}^2.$$

На грани опоры C действует изгибающий момент

$$M_{C,e} = -0{,}3848 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Поэтому

$$B_0 = \frac{0{,}3848}{8 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}75^2} = 0{,}285 < B_R = 0{,}439;$$

$$v = 0{,}828; \quad A_s = \frac{0{,}3848}{365 \cdot 0{,}828 \cdot 0{,}75} =$$

$$= 0{,}001698 \text{ м}^2 = 16{,}98 \text{ см}^2.$$

Диаметры и количество стержней продольной арматуры определяют при конструировании.

Расчет поперечной арматуры. Проверяют необходимость постановки расчетной поперечной арматуры. Наименьшая поперечная сила на приопорных участках действует у опоры A (см. табл. 7.11). Поэтому условие (3.276) проверяют для наклонного сечения у этой опоры.

Несущую способность наклонного сечения балки при отсутствии поперечной арматуры определяют как правую часть формулы (3.276). Поскольку продольные силы отсутствуют, то $\varphi_n = 0$. При $c = a = 2{,}25$ м, $Q_{b,u} = 1{,}5\ (1 + 0)\ 0{,}72 \cdot 0{,}3 \cdot 0{,}75 : 2{,}25 = 0{,}081$ МН $< \varphi_{b3}\,(1 + \varphi_n) \cdot R_{bt} b h_0 = 0{,}6\ (1 + 0)\ 0{,}72 \times 0{,}3 \cdot 0{,}75 = 0{,}0972$ МН $= 97{,}2$ кН. Принимают $Q_{bu} = 97{,}2$ кН и проверяют условие (3.276). Из табл. 7.11 следует, что оно не выполняется для большинства участков балки, поэтому поперечную арматуру необходимо устанавливать по расчету.

Определяют значение поперечной силы, воспринимаемой бетоном сжатой зоны. Поскольку в сечениях балки у промежуточных опор свесы в сжатой зоне отсутствуют, то $\varphi_f = 0$. Кроме того, $\varphi_n = 0$. Определяют c_b из условий: $c_b \leqslant a = 2{,}25$ м; $c_b \leqslant 0{,}75\,\frac{2\,(1 + 0 + 0)}{0{,}6\,(1 + 0)} = 2{,}5$ м. Принимают $c_b = 2{,}25$. При $c = c_b$ по формуле

(3.275) $Q_b = 2(1+0+0)\ 0{,}72 \times 0{,}3 \times 0{,}75 : 2{,}25 = 0{,}108$ МН.

При армировании балки отдельными стержнями предусматривают вертикальные стержни 2⌀8AI ($A_w = 1{,}01$ см²; $R_{sw} = 180$ МПа) с шагом $s_w = 0{,}15$ м. Интенсивность их определяют по формуле (3.266) с проверкой условия (3.278). Так как $q_w = 180 \times 0{,}000101 : 0{,}15 = 0{,}1212$ МН/м $> 0{,}5 \times 0{,}72 \times 0{,}3 = 0{,}108$ МН, т. е. указанное условие выполняется, оставляют принятое количество вертикальных стержней.

Проверяют несущую способность балки при отсутствии отогнутых стержней. По формуле (3.270) при $q_{inc} = 0$ определяют длину проекции опасного наклонного сечения $c_0 = 0{,}75\sqrt{2(1+0+0)\ 0{,}72 \times 0{,}3 : 0{,}1212} = 1{,}416 < 2h_0 = 1{,}5$ м. Следовательно, усилия в вертикальных стержнях учтены на длине $c = c_0 = 1{,}416$ м. По формуле (3.265) $Q_w = 0{,}1212 \times 1{,}416 = 0{,}1716$ МН.

Проверяют условие (3.263) для сечения балки у опоры B слева, где действует наибольшая поперечная сила. Так как $Q = 0{,}3189$ МН $> 0{,}108 + 0{,}1716 = 0{,}2796$ МН, несущая способность наклонных сечений балки без отогнутых стержней обеспечена на всех участках, кроме приопорного у опоры B слева. Здесь необходимо предусмотреть отгибы стержней по расчету.

Требуемую интенсивность поперечного армирования определяют по аналогии с зависимостью (3.280):

$$q_{inc} = \frac{(0{,}3189 - 0{,}108)^2}{0{,}108 \cdot 2{,}25} - 0{,}1212 = 0{,}0618 \text{ МН/м}.$$

По формуле (3.270)

$$c_0 = 0{,}75\sqrt{2(1+0+0)\ 0{,}72 \cdot 0{,}3 : (0{,}1212 + 0{,}0618)} = 1{,}15 \text{ м}.$$

Принимают $c = 1{,}15$ м и уточняют интенсивность отгибаемых стержней: $q_{inc} = (0{,}3189 - 0{,}108) : 1{,}15 - 0{,}1212 = 0{,}0622$ МН/м.

Продольные стержни отгибают под углом $\theta = 45°$ к оси балки ($\sin\theta = 0{,}707$). Наибольшее расстояние между верхним концом одного отгиба и нижним второго определяют по формуле (3.279): $s_{w,max} = 0{,}75 \cdot 2(1+0+0)\ 0{,}72 \times 0{,}3 \cdot 0{,}75^2 : 0{,}3189 = 0{,}572$ м. Принимают это расстояние равным 0,5 м. Шаг отгибов при этом $s_{inc} = 0{,}75 - 0{,}05 + 0{,}50 = 1{,}20$ м.

По формуле (3.269) определяют площадь сечения отгибаемых стержней в одной плоскости: $A_{inc} = \frac{0{,}0622 \cdot 1{,}2}{295 \cdot 0{,}707} = 0{,}000358$ м² $= 3{,}58$ см². Количество стержней в каждой плоскости отгибов определяют при конструировании.

При армировании балки сварными сетками отгибы стержней применять не рекомендуется, поэтому для этого варианта предусматривают только вертикальные поперечные стержни. Ранее назначенное поперечное армирование (2⌀8AI с шагом 0,15 м) обеспечивает прочность наклонных сечений на всех участках балки кроме приопорного у опоры B слева. Определяют требуемое поперечное армирование для этого участка балки.

При $Q_b = 0{,}108$ МН и $c_b = 2{,}25$ м по формуле (3.278)

$$q_w = \frac{(0{,}3189 - 0{,}108)^2}{0{,}108 \cdot 2{,}25} = 0{,}183 \text{ МН/м} > 0{,}5R_{bt}b = 0{,}108 \text{ МН/м}.$$

Длину проекции опасного наклонного сечения вычисляют по формуле (3.270) при $q_{inc} = 0$:

$$c_0 = 0{,}75\sqrt{2(1+0+0)\ 0{,}72 \cdot 0{,}3 : 0{,}183} = 1{,}152 \text{ м} < 2h_0 = 1{,}5 \text{ м}.$$

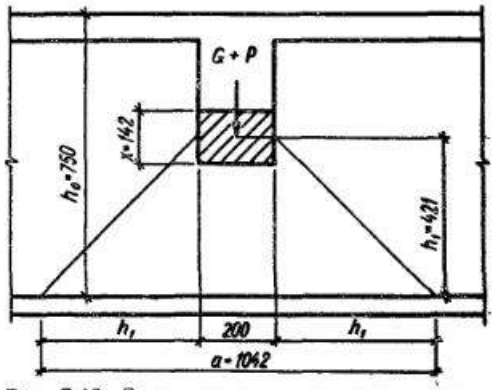


Рис. 7.12. Схема определения длины зоны отрыва в местах примыкания второстепенных балок к главным.

При $c = 1{,}15$ м $q_w = (0{,}3189 - 0{,}108) : 1{,}15 = 0{,}1834$ МН/м. Принимают в одной плоскости 2⌀8AI и по формуле (3.266) определяют шаг поперечных стержней $s_w = 0{,}000101 \cdot 180 : 0{,}1834 = 0{,}1$ м. Назначают 2⌀8AI с шагом 100 мм.

В местах примыкания второстепенных балок к главным сосредоточенная нагрузка приложена в пределах высоты сечения главной балки. В опорном сечении второстепенной балки при $B_0 = 0{,}323$ и $\xi = 0{,}405$ (см. расчет второстепенной балки) высота сжатой зоны $x = 0{,}405 \times 0{,}35 = 0{,}142$ м. По формуле (3.395) определяют длину зоны отрыва (рис. 7.12): $h_1 = 0{,}75 - 0{,}4 + 0{,}5 \cdot 0{,}142 = 0{,}421$ м; $a = 2 \cdot 0{,}421 + 0{,}2 = 1{,}042$ м. Отрывающее усилие равно величине сосредоточенной нагрузки на балку: $F = G + P = 59{,}49 + 115{,}44 = 174{,}93$ кН $= 0{,}175$ МН.

При армировании балки отдельными стержнями предусматривают подвески из арматуры класса A-III, наклонные участки которых направляют под углом 45° к оси балки ($\sin 45° = 0{,}707$). Требуемая площадь сечения подвесок из условия (3.403):

$$\Sigma A_{inc} = \frac{0{,}175}{365 \cdot 0{,}707}\left(1 - \frac{0{,}421}{0{,}75}\right) = 0{,}000297 \text{ м}^2 = 2{,}97 \text{ см}^2.$$

Принимают по две подвески из стержней диаметром 10 мм. Всего 4⌀10AIII ($\Sigma A_{inc} =$

$= 3{,}14$ см^2).

При сварной арматуре предусматривают дополнительные сварные сетки. Требуемая площадь сечения вертикальных стержней из стали класса А-I:

$$\Sigma A_w = \frac{0{,}175}{225}\left(1 - \frac{0{,}421}{0{,}75}\right) = 0{,}000339 \text{ м}^2 = 3{,}39 \text{ см}^2.$$

Принимают две сетки с вертикальными стержнями 4∅8AI в каждой, всего 8∅8AI ($\Sigma A_w = 4{,}02$ см^2).

Таблица 7.12. Армирование главной балки отдельными стержнями

Сечение балки	A_s, см^2, по расчету	Принятая продольная арматура: количество и диаметр, мм, стержней	Принятая продольная арматура: A_s, см^2
12	19,82	2∅22AIII + 4∅20AIII	20,16
B	23,02	2∅22AIII + 5∅20AIII	23,31
22	12,21	4∅20AIII	12,56
C	16,98	2∅22AIII + 3∅20AIII	17,02

Конструирование балки. Вариант армирования отдельными стержнями. В соответствии с расчетом подбирают продольную арматуру в наиболее напряженных пролетных и опорных сечениях балки (табл. 7.12).

В той же последовательности, что и во второстепенной балке, определяют места обрыва или отгиба продольных стержней. Результаты определения точек их теоретического обрыва приведены в табл. 7.13, где при вычислении M_u принято $R_s = 365$ МПа и $R_b = 8$ МПа. Чтобы использовать одни и те же стержни в качестве как пролетной, так и опорной арматуры, часть продольных стержней отгибают на опоры. На приопорном участке балки у опоры *B* слева количество отгибаемых стержней назначают в соответствии с расчетом, на остальных приопорных участках — по конструктивным соображениям. Так, у крайней опоры два продольных стержня отгибают на опору для восприятия возможного момента частичного защемления. У опоры *B* справа предусматривают отгибы стержней 2∅20AIII, пропускают их над опорой и вновь отгибают в пролет (слева от опоры) для восприятия поперечных сил в пролете 1; площадь этих стержней в качестве опорной арматуры не учитывают. Остальные продольные стержни (как пролетные, так и опорные) обрывают в соответствии с эпюрой материалов.

Для отгибаемых стержней начало отгиба в растянутой зоне располагают на расстоянии от точки теоретического обрыва не меньше, чем $0{,}5h_0 = 0{,}5 \cdot 0{,}76 = 0{,}38$ м.

Для определения длины w обрываемых стержней интенсивность поперечного армирования определяют по формуле (3.266) с учетом замены R_{sw} на R_s: $q_w = 225 \cdot 0{,}000101 : 0{,}15 = 0{,}1515$ МН/м.

По формуле (5.16) вычисляют длину зоны анкеровки стержней ∅20AIII: $l_{an} = \left(0{,}7\frac{365}{8} + 11\right)0{,}02 = 0{,}859$ м $> 20d = 0{,}4$ м; то же, для стержней ∅22AIII: $l_{an} = \left(0{,}7\frac{365}{8} + 11\right) \times 0{,}022 = 0{,}945$ м $> 20d = 0{,}44$ м.

Используя значения поперечных сил при том положении временной нагрузки, при котором подбиралась продольная арматура (см. табл. 7.10 и 7.11), по формуле (3.289) определяют длину участков стержней за вертикальным сечением, где они не требуются по расчету. Так, для пролетных стержней 2∅20AIII, обрываемых у опоры *A*, при $Q = 0{,}2059$ МН: $w = \frac{0{,}2059}{2 \cdot 0{,}1515} + 5 \cdot 0{,}02 = 0{,}78$ м $< l_{an} = 0{,}859$ м.

Принимают $w = 0{,}86$ м и находят место фактического обрыва стержней: $a_x - w = 1{,}02 - 0{,}86 = 0{,}16$ м. Опорный стержень 1∅20AIII обрывают в пределах приопорного участка, где предусмотрены отгибы стержней. При $Q =$

Таблица 7.13. Определение мест обрывов и отгибов арматурных стержней главной балки

Количество и диаметр, мм, стержней	A_s, см^2	h_0, м	ξ	v	M_u, кН · м	Количество обрываемых или отгибаемых стержней	Расстояние, м, от точек теоретического обрыва до оси опоры: слева	Расстояние, м, от точек теоретического обрыва до оси опоры: справа
Арматура пролета 1 ($b = 3{,}3$ м)								
2∅22AIII + 4∅20AIII	20,16	0,75	0,037	0,981	541,4	—	—	—
2∅22AIII + 2∅20AIII	13,88	0,76	0,025	0,987	380,0	2∅20AIII	1,85 (отгиб)	3,44 (отгиб)
2∅22AIII	7,6	0,76	0,014	0,993	209,3	2∅20AIII	1,02 (обрыв)	2,25 (отгиб)
Арматура пролета 2 ($b = 3{,}3$ м)								
4∅20AIII	12,56	0,76	0,023	0,989	344,6	—	—	—
2∅20AIII	6,28	0,76	0,011	0,994	173,2	2∅20AIII	2,76 (отгиб)	2,25 (обрыв)
Арматура над опорой B ($b = 0{,}3$ м)								
2∅22AIII + 5∅20AIII	23,31	0,75	0,473	0,764	487,5	—	—	—
2∅22AIII + 3∅20AIII	17,02	0,76	0,346	0,827	390,5	2∅20AIII	1,17 (обрыв)	0,81 (отгиб)
2∅22AIII + 1∅20AIII	10,74	0,76	0,215	0,893	266,0	2∅20AIII	2,63 (обрыв)	1,67 (отгиб)
2∅22AIII	7,6	0,76	0,152	0,924	194,8	1∅20AIII	—	2,15 (обрыв)
2∅12AIII	2,26	0,76	0,045	0,977	61,3	2∅22AIII	—	3,63 (обрыв)
Арматура над опорой C ($b = 0{,}3$ м)								
2∅22AIII + 3∅20AIII	17,02	0,76	0,346	0,827	390,5	—	—	—
2∅22AIII + 1∅20AIII	10,74	0,76	0,215	0,893	266,0	2∅20AIII	1,78 (обрыв)	1,78 (обрыв)

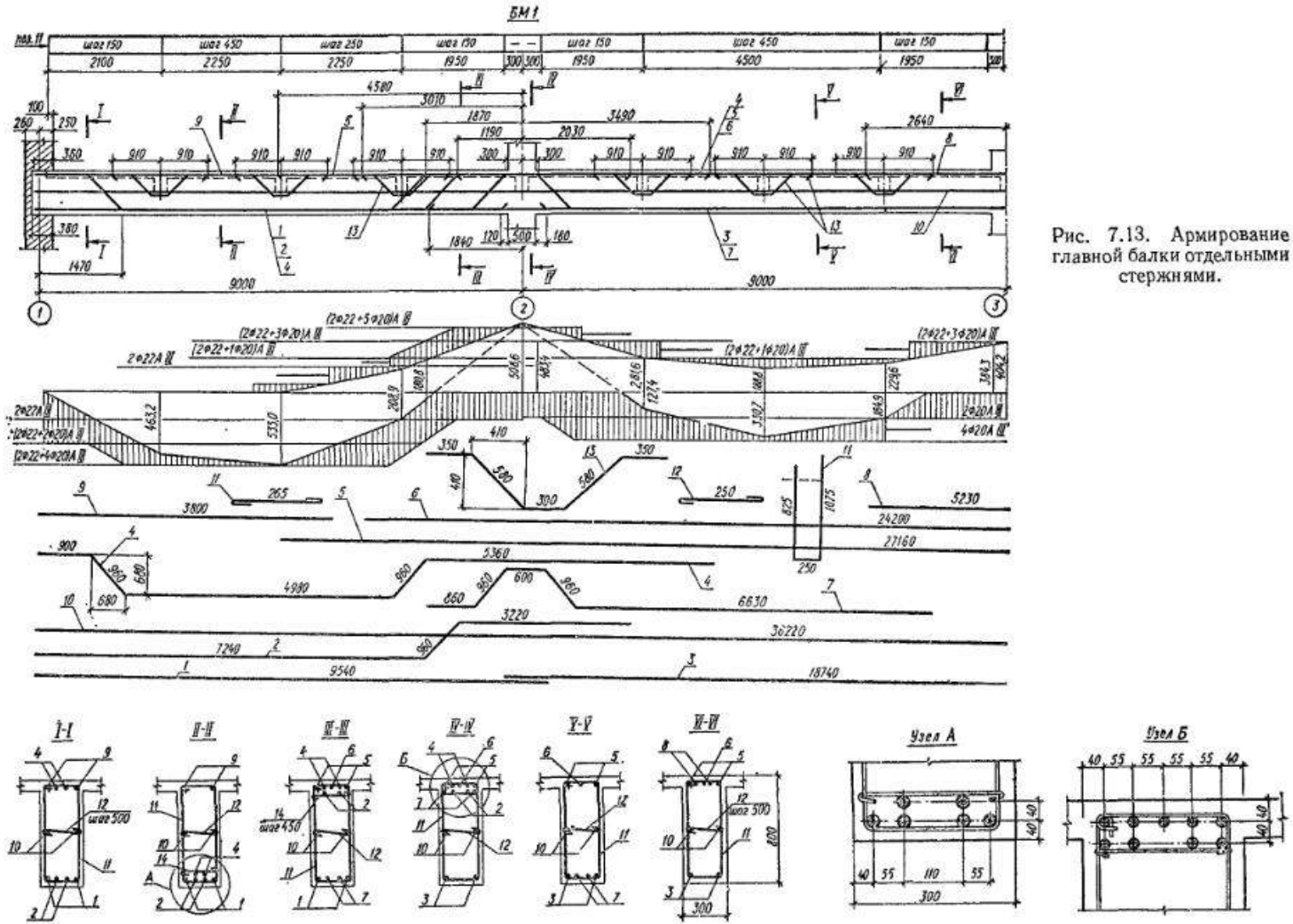


Рис. 7.13. Армирование главной балки отдельными стержнями.

$= -0{,}1457$ МН (см. табл. 7.11, сочетание нагрузок П + $В_2$) и $A_{inc} = 0{,}000628$ м^2 по формуле (3.289):

$$w = \frac{0{,}1457 - 365 \cdot 0{,}000628 \cdot 0{,}707}{2 \cdot 0{,}1515} + 5 \times$$

$$\times 0{,}02 = 0{,}046 \text{ м} < l_{an} = 0{,}859 \text{ м}.$$

Принимая $w = 0{,}86$ м, находят расстояние от опоры B до места фактического обрыва стержня: $a_x + w = 2{,}15 + 0{,}86 = 3{,}01$ м.

Таблица 7.14. Армирование главной балки сварными сетками

Сечение балки	A_s, см², по расчету	Принятая продольная арматура: количество и диаметр, мм, стержней	A_s, см²
12	19,82	2∅28AIII + 2∅22AIII	19,92
B	23,02	2∅32AIII + 2∅22AIII	23,69
22	12,21	4∅20AIII	12,56
C	16,98	2∅25AIII + 2∅22AIII	17,42

Опорные стержни 2∅22AIII обрывают на участке 12—13, где $Q = -0{,}0863$ МН. Поэтому

$$w = \frac{0{,}0863}{2 \times 0{,}1515} + 5 \cdot 0{,}022 = 0{,}395 <$$

$$< l_{an} = 0{,}945.$$

Принимаем $w = 0{,}95$ м, тогда $a_x + w = 3{,}63 + 0{,}95 = 4{,}58$ м.

Для пролетных стержней 2∅20AIII, обрываемых в среднем пролете у опоры C: $Q = 0{,}2508$ МН; $w = 0{,}78$ м $< l_{an} = 0{,}859$ м; $a_x - w = 2{,}25 - 0{,}86 = 1{,}39$ м.

Для опорных стержней 2∅20AIII, обрываемых у опоры B справа: $Q = 0{,}1008$ МН; $w = 0{,}43$ м $< l_{an}$; $a_x + w = 1{,}17 + 0{,}86 = 2{,}03$ м; для таких же стержней, обрываемых на участке 21—22: $Q = 0{,}0413$ МН; $w = 0{,}236$ м $< l_{an}$; $a_x + w = 2{,}63 + 0{,}86 = 3{,}49$ м; для опорных стержней, обрываемых у опоры C: $Q = -0{,}0776$ МН; $w = 0{,}356$ м $< l_{an}$; $a_x + w = 1{,}78 + 0{,}86 = 2{,}64$ м.

Армирование главной балки показано на рис. 7.13. Поперечную арматуру принимают в виде двухсрезных хомутов 2∅8AI, установленных с шагом 150 мм по всей длине балки. На участках балки, где отсутствует опорная арматура (крайний пролет), предусматривают верхние продольные стержни 2∅12AIII, которые стыкуют с опорными стержнями внахлестку (без сварки). Длину нахлестки определяют по формуле (5.15)

$$l_{0v} = \left(0{,}9\,\frac{365}{8{,}0} + 11\right) 0{,}012 = 0{,}625 \text{ м}.$$

Вариант армирования сварными сетками. Предусматривают армирование балки вертикальными сетками как в пролетах, так и на опорах. Стержни продольной арматуры подбирают с учетом применения их в составе вертикальных сварных сеток, как пролетных, так и опорных (табл. 7.14).

Принимают армирование:

в пролете 1 — две сетки, в каждой два нижних продольных стержня (1∅28AIII + 1∅22AIII) и один верхний (1∅12AIII);

в пролете 2 — две сетки, в каждой два нижних продольных стержня (2∅20AIII) и один верхний (1∅25AIII);

на опоре B — две сетки, в каждой два верхних продольных стержня (1∅32AIII + 1∅22AIII) и один нижний (1∅12AIII);

на опоре C — две сетки, в каждой два верхних стержня (1∅25AIII + 1∅22AIII) и один нижний (1∅12AIII).

Поперечное армирование пролетных сеток принимают в соответствии с результатами расчета, опорных сеток — по конструктивным соображениям (∅8AI с шагом 500 мм).

В той же последовательности, что и в варианте армирования отдельными стержнями, определяют точки теоретического обрыва стержней (табл. 7.15).

Для определения мест фактического обрыва стержней вычисляют длину участков анкеровки

Таблица 7.15. Определение мест обрывов и отгибов арматурных стержней при армировании главной балки сварными сетками

Количество и диаметр, мм, стержней	A_s, см²	h_0, м	ξ	σ	M_u, кН·м	Количество обрываемых стержней	Расстояние, м, от точек теоретического обрыва до оси опоры: слева	справа
Арматура пролета 1 ($b = 3{,}3$ м)								
2∅28AIII + 2∅22AIII	19,92	0,75	0,037	0,981	535	—	—	—
2∅28AIII	12,32	0,75	0,023	0,989	333,6	2∅22AIII	1,62	3,12
Арматура пролета 2 ($b = 3{,}3$ м)								
4∅20AIII	12,56	0,75	0,023	0,989	340	-	—	—
2∅20AIII	6,28	0,76	0,011	0,994	173,2	2∅20AIII	2,76	2,25
Арматура над опорой B ($b = 0{,}3$ м)								
2∅32AIII + 2∅22AIII	23,69	0,73	0,494	0,753	475,3	—	—	—
2∅32AIII	16,09	0,75	0,326	0,837	368,7	2∅22AIII	1,39	0,79
2∅25AIII	9,82	0,75	0,199	0,9	241,9	2∅32AIII	3,21	—
2∅12AIII	2,26	0,76	0,045	0,977	61,3	2∅32AIII	—	3,63
Арматура над опорой C ($b = 0{,}3$ м)								
2∅25AIII + 2∅22AIII	17,43	0,75	0,354	0,823	392,7	—	—	—
2∅25AIII	9,82	0,75	0,199	0,9	241,9	2∅22AIII	2,08	2,08

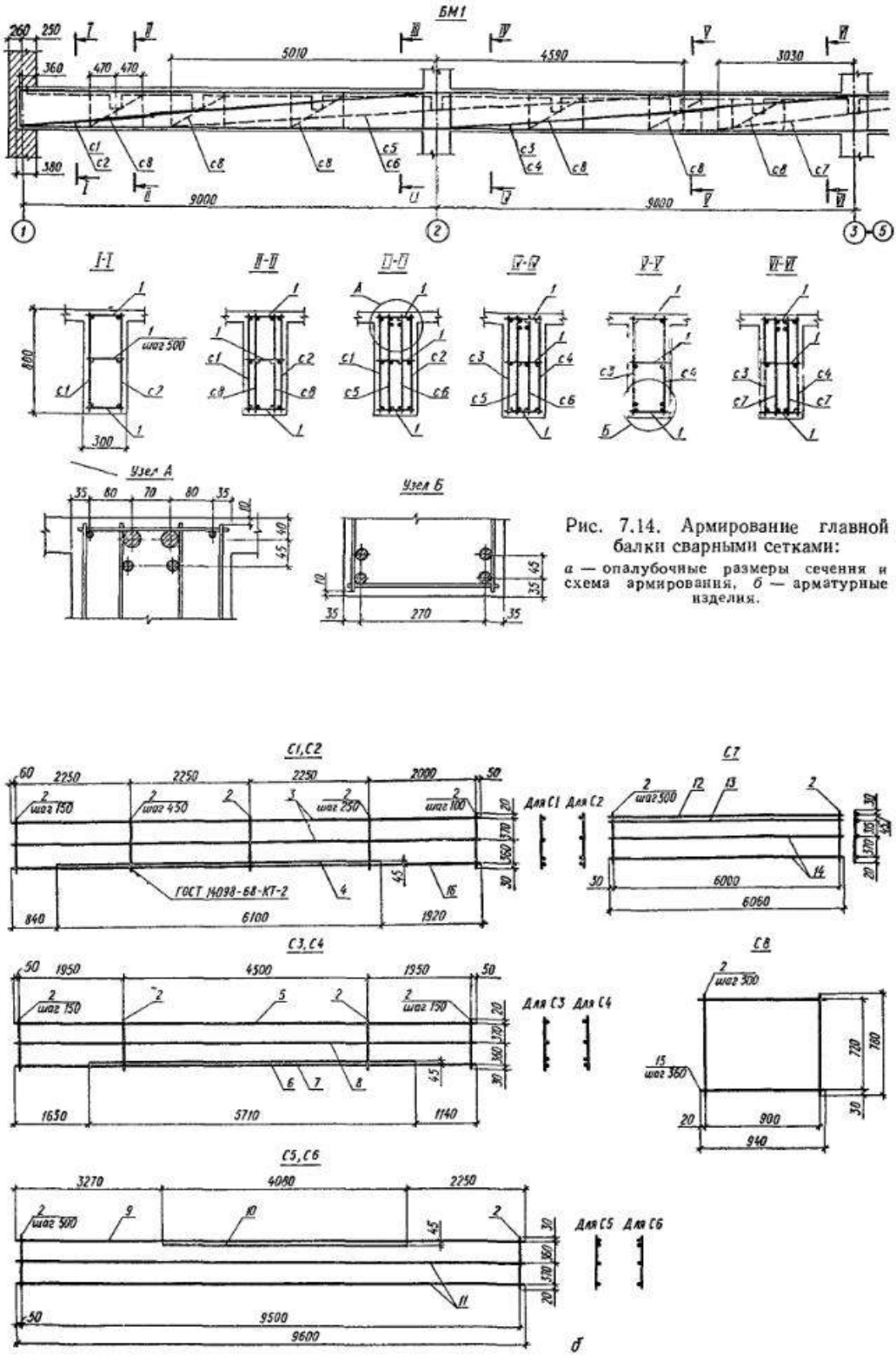


Рис. 7.14. Армирование главной балки сварными сетками:

а — опалубочные размеры сечения и схема армирования, *б* — арматурные изделия.

обрываемых стержней в той же последовательности, что и ранее. По формуле (5.16) определяют длину зоны анкеровки стержней ∅32AIII:

$$l_{an} = \left(0{,}7\,\frac{365}{8{,}0} + 11\right) 0{,}032 = 1{,}374 \text{ м} > 20d = 0{,}64 \text{ м};$$

стержней ∅28AIII $l_{an} = 1{,}222$ м; ∅25AIII $l_{an} = 1{,}073$ м; ∅22AIII $l_{an} = 0{,}945$ м и ∅20AIII $l_{an} = 0{,}859$ м.

Интенсивность поперечного армирования для участка 13—B, где установлены 2∅8AI с шагом 0,1 м: $q_w = 225 \cdot 0{,}000101 : 0{,}1 = 0{,}2273$ МН/м. На остальных участках балки $q_w = 0{,}1515$ МН/м.

Обрывают стержни 2∅22AIII в крайнем пролете и над опорами B и C. Так как во всех этих случаях $w < l_{an}$, принимают $w = 0{,}95$ м и определяют места фактического обрыва:

пролетных стержней у опоры A $a_x - w = 1{,}62 - 0{,}95 = 0{,}67$ м;

то же B $a_x - w = 3{,}12 - 0{,}95 = 2{,}17$ м;

опорных стержней у опоры B слева $a_x + w = 0{,}79 + 0{,}95 = 1{,}74$ м;

то же справа $a_x + w = 1{,}39 + 0{,}95 = 2{,}34$ м;

» » C $a_x + w = 2{,}08 + 0{,}95 = 3{,}03$ м.

Стержни 2∅20AIII обрывают в пролете 2, принимают $w = 0{,}86$ м. Поэтому места фактического их обрыва расположены на расстояниях: от опоры B $a_x - w = 2{,}76 - 0{,}86 = 1{,}9$ м; от опоры C $a_x - w = 2{,}25 - 0{,}86 = 1{,}39$ м.

Для опорных стержней 2∅32AIII принимают $w = 1{,}38$ м. Поэтому $a_x + w = 3{,}63 + 1{,}38 = 5{,}01$ м от опоры B слева и $a_x + w = 3{,}21 + 1{,}38 = 4{,}59$ м от той же опоры справа.

Опорные стержни 2∅25AIII обрывают на том же расстоянии от опоры C, что и 2∅22AIII. При этом в качестве опорной арматуры можно использовать верхние стержни пролетных сеток, поскольку длина нахлестки (без сварки) этих стержней превышает требуемую:

$$a_x + w = 3{,}03 \text{ м} > l_{ov} = \left(0{,}9\,\frac{365}{8} + 11\right) 0{,}025 = 1{,}3 \text{ м}.$$

В местах примыкания второстепенных балок к главным устанавливают по две дополнительных сетки с общим колнчеством вертнкальных стержней 8∅8AI. Чертеж главной балки приведен на рис. 7.14.

Сборное безбалочное перекрытие

Данные для проектирования. Требуется выполнить расчет и конструирование основных элементов среднего участка безбалочного перекрытия многоэтажного пронзводственного здания с сеткой колонн 6 × 6 м (рис. 7.15). Среда в здании неагрессивная, температурно-влажностной режим нормальный. По степени ответственности здание относится к классу II. Нормативное значение временной нагрузки на перекрытие 15 кПа. Вся временная нагрузка длительная.

В состав перекрытия входят капители, межколонные и пролетные плиты. Для сборных элементов предусмотрен бетон класса $B30$ и арматура класса A-III.

Поскольку нагрузки малой суммарной длнтельности отсутствуют, для изгибаемых элеметов коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b2} = 0{,}9$.

Расчетные характеристики бетона класса $B30$:

$$R_b = 0{,}9 \cdot 17{,}0 = 15{,}3 \text{ МПа}; \quad R_{bt} = 0{,}9 \times 1{,}20 = 1{,}08 \text{ МПа}; \quad R_{b,ser} = 22{,}0 \text{ МПа};$$

$$R_{bt,ser} = 1{,}80 \text{ МПа};$$

$$E_b = 33\,500 \text{ МПа}.$$

Расчетные характеристнки арматуры класса A-III:

$$R_s = R_{sc} = 365 \text{ МПа}; \quad R_{sw} = 295 \text{ МПа};$$

$$R_{s,ser} = 390 \text{ МПа}; \; E_s = 200\,000 \text{ МПа}; \; \alpha_s = 5{,}97.$$

Нагрузки на 1 м² перекрытия приведены в табл. 7.16.

Определение усилнй в элементах перекрытия. Соединение капителей с колоннами и с межколонными плитами жесткое. Пролетные плиты соединены с межколонными шарнирно. В этих условнх колонны с капителями и межколонными плитами образуют пространственную раму, ригели которой расположены в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Статический расчет такой рамы сложен и может быть реализован лишь с помощью ЭВМ, особенно при необходимости учитывать переменную жесткость ригеля и стоек. Однако без существенных погрешностей можно учитывать работу продольных и поперечных рам независимо друг от друга. Поэтому рассматривают только ригель поперечной рамы и выполняют статический расчет этого ригеля как многопролетной неразрезной балки переменной жесткости (рис. 7.16). Поскольку сетка колонн квадратная, нагрузки в каждом пролете принимают распределенными по треугольнику с максимальными ординатами:

От постоянных нагрузок при $\gamma_f = 1 \ldots g = 6{,}56 \cdot 6 = 39{,}9$ кН/м

То же, при $\gamma_f > 1 \ldots g = 7{,}55 \cdot 6 = 45{,}3$ кН/м

От временной нагрузки при $\gamma_f = 1 \ldots p = 14{,}25 \cdot 6 = 85{,}5$ кН/м

То же, при $\gamma_f > 1 \ldots p = 17{,}10 \cdot 6 = 102{,}6$ кН/м

Моменты инерции ригеля:

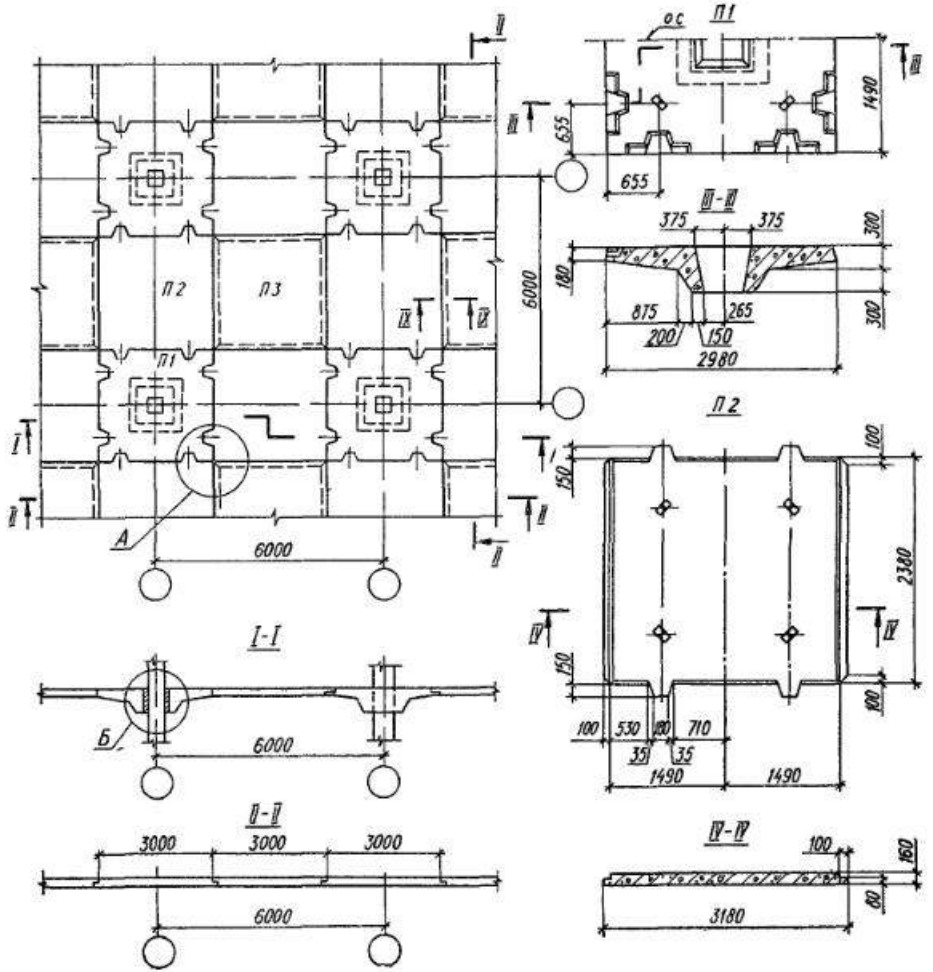
В сечении I—I ... $I_1 = 0{,}001024$ м⁴

То же, II—II ... $I_2 = 0{,}001458$ м⁴ $= 1{,}424 I_1$

» III—III... $I_3 = 0{,}005208$ м⁴ $= 5{,}086 I_2$

» IV—IV ... $I_4 = 0{,}028188$ м⁴ $= 27{,}527 I_3$

Усилня в ригеле находят методом сил, принимая обычную при этом основную систему в виде шарнирно закрепленных простых балок, а за неизвестные — величины опорных моментов. Перемещения в основной системе вычисляют с помощью нитегралов Мора, используя правило Верещагина и способ Корноухова, а также учитывая переменную жесткость ригеля по длине. Затем составляют систему трехчленных уравнений и решают ее для следующих нагруженнй: П — постоянная нагрузка во всех пролетах; B_1 — временная в нечетных пролетах;



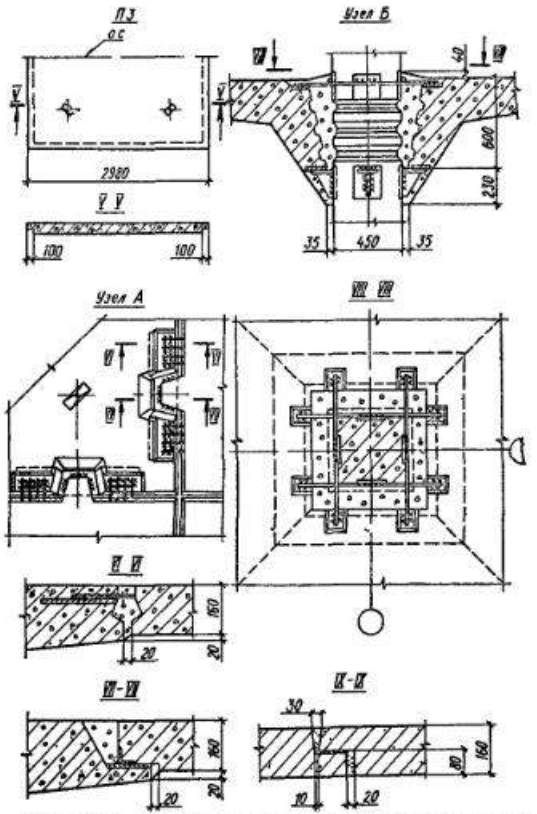


Рис 7.15 Фрагмент плана и основные размеры безбалочного перекрытия

Таблица 7.16. **Нагрузки на перекрытие**

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, кПа	Коэффициент надежности по назначению γ_n	Расчетная нагрузка при $\gamma_f = 1$, кПа	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка при $\gamma_f > 1$, кПа
Постоянная:	7,0	—	6,65	—	7,55
в том числе вес конструкций перекрытия	4,5	0,95	4,275	1,1	4,70
вес конструкций пола и перегородок	2,5	0,95	2,375	1,2	2,85
Временная (она же длительная)	15,0	0,95	14,25	1,2	17,10
Полная	22,0	—	20,90	—	24,65

B_2 — то же, в четных; B_3 — то же, в 1-, 2- и 4-м пролетах; B_4 — то же, в 1-, 3- и 4-м пролетах; B_5 — то же, во 2-м и 3-м пролетах. Принятые варианты положения временной нагрузки позволяют определить наибольшие значения как пролетных моментов (варианты B_1 и B_2), так и опорных (варианты B_3, B_4 и B_5).

Усилия, полученные из статического расчета ригеля в предположении упругой работы элементов (капителей и надколонных плит), перераспределены так, чтобы величины опорных и пролетных моментов снижались не более, чем необходимо для обеспечения требуемой ширины раскрытия трещин. Пределы уменьшения моментов определены по формуле (7.13).

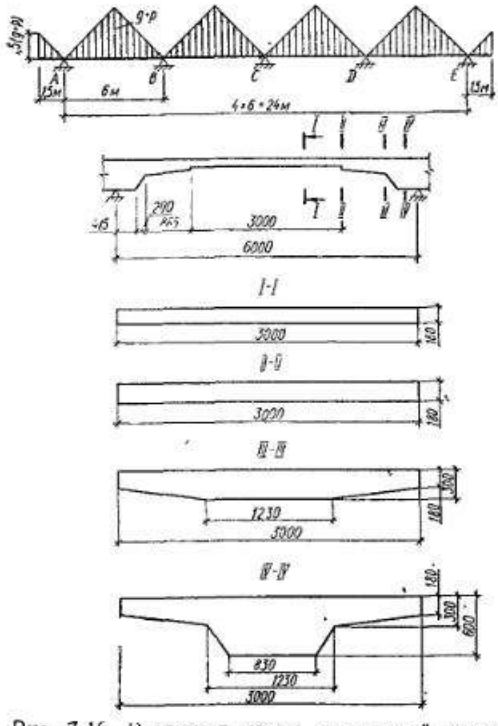


Рис. 7.16. Расчетная схема поперечной рамы безбалочного перекрытия и размеры поперечных сечений.

Так, при $a_{crc,2} = 0{,}3$ мм; $\varphi_l = 1{,}5$; $\delta = 1$; $\eta = 1$; $d = 20$ мм; $\underline{\mu}_s = 0{,}02$ для опоры B

$$M'_B = -503{,}6 \frac{1 \cdot 1{,}5 \cdot 1 \cdot 20\,(3{,}5 - 2{,}0) \times \sqrt[3]{20} \cdot 365}{0{,}3 \cdot 200000} =$$

$$= -503{,}6 \cdot 0{,}782 = -393{,}8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Тем же путем для сечения в середине пролета BC $M'_2 = 123{,}7$ кН · м. Для сечения на опоре C $M'_C = -301{,}5$ кН·м. Результаты статического расчета ригеля при $\gamma_f > 1$ приведены в табл. 7.17, огибающая эпюра изгибающих моментов после перераспределения — на рис. 7.17. Изгибающие моменты в ригеле при $\gamma_f = 1$ представлены в табл. 7.18. Из условия симметрии приведены результаты расчета для левой половины ригеля.

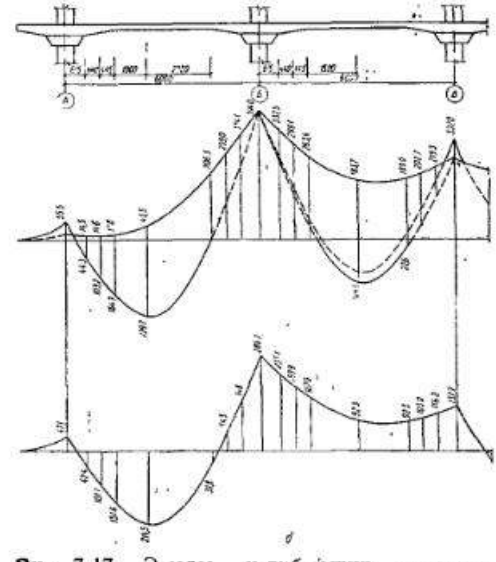


Рис. 7.17. Эпюры изгибающих моментов, кН · м, в ригеле поперечной рамы каркаса:
а — от расчетных нагрузок при $\gamma_f > 1$ после перераспределения; *б* — от сочетания П + B_1 расчетных нагрузок при $\gamma_f = 1$.

Таблица 7.17. **Усилия в сечениях ригеля от расчетных нагрузок при $\gamma_f > 1$ ($g = 45{,}3$ кН/м; $p = 102{,}6$ кН/м)**

Вид расчета	Сочетание нагрузок	Изгибающие моменты, кН·м					Поперечные силы, кН, у опор			
		M_A	M_1	M_B	M_2	M_C	Q_A справа	Q_B слева	Q_B справа	Q_C слева
По упругой стадии	П + B_1	—55,5	254,3	—334,9	—111,8	—160,4	175,3	—268,4	97	—38,9
	П + B_2	—17	—24,8	—349,2	188,9	—160,4	12,6	—123,3	253,3	—190,4
	П + B_3	—55,5	145,9	—595,1	119,2	—53,9	131,9	—311,8	312,1	—131,6
	П + B_4	—55,5	237,8	—374,5	—78,3	—53,9	168,7	—275,0	121,4	—14,5
	П + B_5	—17	21,4	—238,2	95,4	—458,4	31,1	—104,8	185,1	—258,6
С учетом перераспределения усилий	П + B_1	—55,5	229,7	—394,0	—183,7	—245,2	165,4	—278,3	92,8	—43,1
	П + B_2	—17	—43,5	—394,0	124,1	—245,2	5,1	—130,8	246,7	—197
	П + B_3	—55,5	229,7	—394,0	124,1	—245,2	165,4	—178,3	246,7	—197
	П + B_4	—55,5	229,7	—394,0	—183,7	—245,2	165,4	—278,3	92,8	—43,1
	П + B_5	—17	—43,5	—394,0	95,7	—302,0	5,1	—130,8	237,2	—206,5

Примечание. Значения изгибающих моментов M_1 определены для сечений ригеля на расстоянии 2,5 м от опоры A, моментов M_2 — в середине пролета BC.

Пролетные плиты опираются на деформируемый контур, которым являются межколонные плиты. Работая в составе безбалочного перекрытия, пролетные плиты находятся в сложном напряженном состоянии: они испытывают влияние распора, частичного защемления на контуре, деформативности контура и т. д. Для упрощения расчета по прочности рабочую арматуру пролетной плиты допускается определять из расчета ее как опертой на жесткий контур, но без учета закрепления на контуре (свободное опирание по всему контуру) и без учета сил распора. С учетом изложенного, для квадратной в плане пролетной плиты при $l_1 = l_2 = 3$ м и при $\gamma_f > 1$ изгибающие моменты находят по формуле (6.141) $M_1 = M_2 = 24{,}65 \cdot 3{,}0^3 : 24 = 27{,}7$ кН · м.

При расчете плиты по предельным состояниям второй группы (т. е. при $\gamma_f = 1$) усилия вычисляют по формулам (6.121) и (6.122) при $\beta_5 = \gamma_5 = 0{,}0441$ (см. табл. 6.25): $M_x = M_y = 0{,}0441 \cdot 20{,}9 \cdot 3^2 = 8{,}3$ кН · м/м. Опорные моменты в пролетной плите отсутствуют.

Расчет капители по прочности. Для определения несущей способности сечения элемента переменной ширины (7.18, *а*) или для подбора арматуры растянутой зоны используют следующий прием. Действительное сечение элемента (см. рис. 7.18, *а*) условно расчленяют на два: с прямоугольной сжатой зоной и с треугольной (рис. 7.18, *б*, *в*). Соответственно этим сечениям распределяют внешний изгибающий момент $M = M_1 + M_2$ и площадь арматуры растянутой зоны $A_s = A_{s1} + A_{s2}$. Учитывая, что

$$b_x = (b_b - b_t)\, x/h_t + b_t, \qquad (7.14)$$

получают

$$M = B_0 R_b b_t h_0^2; \qquad (7.15)$$

$$A_s = b_t h_0 \xi_5 (1 + \beta\xi)\, R_b/R_s, \qquad (7.16)$$

где

$$\beta = \left(\frac{b_b}{b_t} - 1\right)\frac{h_0}{2h_f}; \qquad (7.17)$$

$$B_0 = \xi\left[1 - 0{,}5\xi_5 + \beta\xi\left(1 - \frac{2}{3}\right)\right]. \qquad (7.18)$$

Порядок расчета при подборе арматуры следующий. По формуле (7.15) вычисляют величину B_0, затем из уравнения (7.18) определяют относительную высоту сжатой зоны, а по формуле (7.16) — требуемую площадь сечения арматуры. Для определения несущей способности сечения по формуле (7.16) находят относительную высоту сжатой зоны ξ, а из уравнения (7.15) с учетом (7.18) — несущую способность элемента.

Таблица 7.18. **Изгибающие моменты в сечениях ригеля от расчетных нагрузок при $\gamma_f = 1$ ($g = 39{,}9$ кН/м; $p = 85{,}5$ кН/м)**

Сочетание нагрузок	Значение моментов, кН·м, в сечениях				
	A	1	B	2	C
П + B_1	—47,1	214,5	—286,7	—92,3	—137,2
П + B_2	—15,0	—18,2	—286,7	158,2	—137,2
П + B_3	—47,1	124,1	—503,6	100,2	—48,5
П + B_4	—47,1	200,7	—319,8	—64,5	—48,5
П + B_5	—15,0	20,4	—206,1	80,4	—385,5

По формулам (3.18), (3.17) и (3.25) для бетона класса $B30$ и арматуры класса А-III $\omega = 0{,}85 - 0{,}008 \cdot 15{,}3 = 0{,}728$;

$$\xi_R = \frac{0{,}728}{1 + \dfrac{365}{500}\left(1 - \dfrac{0{,}728}{1{,}1}\right)} = 0{,}584;$$

$$B_R = 0{,}584\,(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}584) = 0{,}413.$$

В капителях действуют в основном отрицательные изгибающие моменты (см. рис. 7.17), поэтому прочность нормальных сечений рассчитывают как для элементов с одиночной арматурой. Поскольку в сжатой зоне капители ширина сечения переменна, для определения площади сечения арматуры используют формулы (7.14)... (7.18).

Для сечения 1—1: $h = 0{,}3$ м; $h_0 = 0{,}25$ м; $b_t = 1{,}23$ м; $b_b = 2{,}98$ м; $h_f = 0{,}12$ м; $M = 0{,}3375$ МН · м (см. рис. 7.17 и 7.19, *а*). По формуле (7.15)

$$B_0 = \frac{0{,}3375}{15{,}3 \cdot 1{,}23 \cdot 0{,}25^2} = 0{,}287 < B_R = 0{,}413.$$

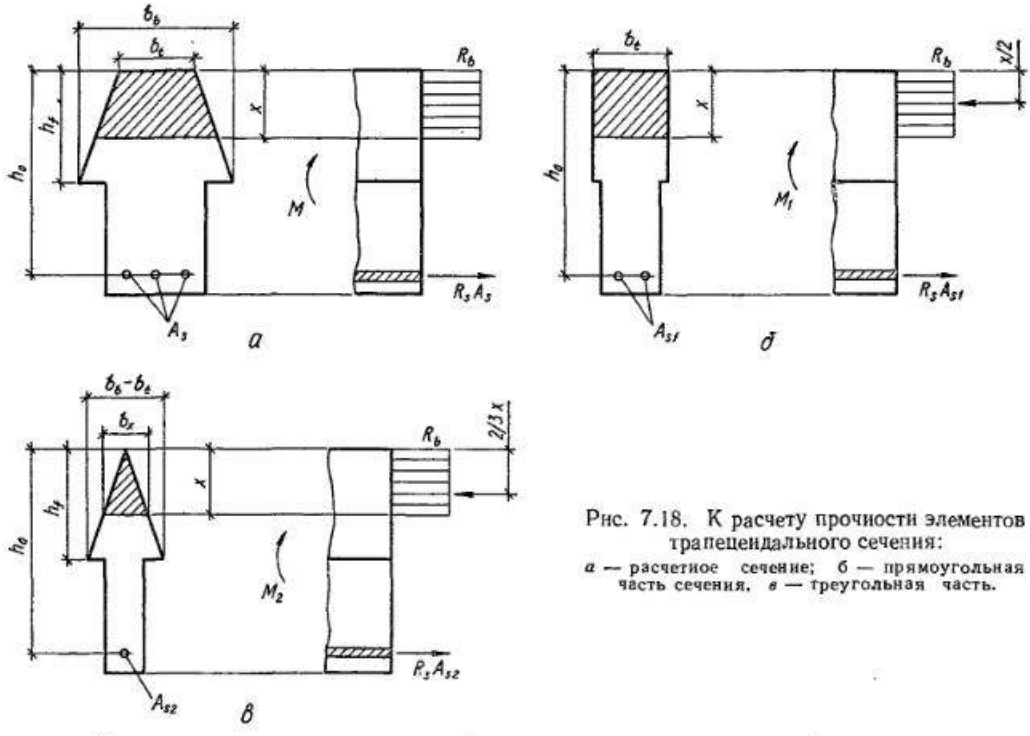


Рис. 7.18. К расчету прочности элементов трапецеидального сечения:

а — расчетное сечение; *б* — прямоугольная часть сечения, *в* — треугольная часть.

Рис. 7.19. Расчетные сечения капители при расчете ее на прочность:

а — сечение I—I; *б* — сечение II—II; *в* — сечение III—III (сжатые зоны бетона заштрихованы)

Положение нулевой линии определяют по уравнению (7.18)

$$\beta = \left(\frac{2{,}98}{1{,}23} - 1\right)\frac{0{,}25}{2 \cdot 0{,}12} = 1{,}482;$$

$$0{,}287 = \xi\left[1 - 0{,}5\xi + 1{,}482\xi\left(1 - \frac{2}{3}\xi\right)\right];$$

$$\xi = 0{,}243.$$

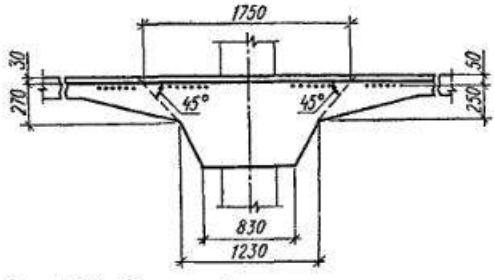


Рис. 7.20. Схема образования пирамиды продавливания в капители.

Площадь сечения арматуры растянутой зоны

$$A_s = 1{,}23 \cdot 0{,}25 \cdot 0{,}243\,(1 + 1{,}482 \cdot 0{,}243) \times$$

$$\times\, 15{,}3 : 365 = 0{,}00426 \text{ м}^2 = 42{,}6 \text{ см}^2.$$

Для сечения II—II (см. рис. 7.17 и 7.19, *б*): $h = 0{,}24$ м; $h_0 = 0{,}19$ м; $b_t = 2{,}11$ м; $b_b = 2{,}98$ м; $h_f = 0{,}06$ м; $M = 0{,}2991$ МН · м; $B_0 = 0{,}257$; $\beta = 0{,}653$; $\xi = 0{,}254$; $A_s = 49{,}76$ см^2.

Для сечения III—III (см. рис. 7.17 и 7.19, *в*): $h = 0{,}18$ м; $h_0 = 0{,}13$ м; $b_t = b_b = b = 2{,}98$ м; $M = 0{,}2634$ МН · м; $B_0 = 0{,}342$; $\beta = 0$; $\xi = 0{,}438$; $A_s = 71{,}13$ см^2.

Принимают 24⌀20AIII $A_s = 75{,}4$ см^2.

Прочность капители на продавливание проверяют в сечении, где очертания капители образуют входящие углы (рис. 7.20).

При коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$ полная расчетная нагрузка на перекрытие $q = 24{,}65$ кПа. Поперечная арматура в капители отсутствует. Высота сечения $h = 0{,}3$ м; $h_{0x} = 0{,}25$ м; $h_{0y} = 0{,}27$ м; средняя рабочая высота сечения $h_0 = 0{,}26$ м. Площадь перекрытия, с которой нагрузка передается на колонну,

$A = 6 \times 6 = 36$ м ; площадь большего основания пирамиды продавливания (см. рис. 7.20) $A_1 = 1{,}75 \times 1{,}75 = 3{,}06$ м². Расчетная продавливающая сила $F = q(A - A_1) = 24{,}65\,(36 - 3{,}06) = 812$ кН.

Среднее арифметическое величин периметров верхнего и нижнего основания пирамиды, образующейся при продавливании в пределах рабочей высоты сечения, $u_m = 0{,}5\,(1{,}23 + 1{,}75)\,4 = 5{,}96$ м.

Проверка условия (3.391): $F = 0{,}812$ МН $< 1 \times 1{,}08 \times 5{,}96 \times 0{,}26 = 1{,}67$ МН. Так как это условие выполняется, прочность капители на продавливание в рассматриваемом сечении обеспечена. Другие сечения капители также обладают достаточной прочностью на продавливание.

Прочность капители на действие поперечной силы проверяют по наклонному сечению в месте, где очертание капители образует входящий угол (см. рис. 7.20).

Расчетная поперечная сила $Q = 278{,}3$ кН (см. табл. 7.17). Размеры сечения: $h_1 = 0{,}3$ м; $h_{01} = 0{,}25$ м; $h_2 = 0{,}24$ м; $h_{02} = 0{,}19$ м; $h_0 = 0{,}5\,(0{,}25 + 0{,}19) = 0{,}22$ м; $b = 0{,}5\,(2{,}98 + 1{,}23) = 2{,}11$ м.

Проверка условия (3.259). При отсутствии поперечной арматуры ($\varphi_{w1} = 1$) и при $\varphi_{b1} = 1 - 0{,}01 \times 15{,}3 = 0{,}847$ из условия (3.259) следует, что $Q = 0{,}2783$ МН $< 0{,}3 \times 1 \times 0{,}847 \times 15{,}3 \times 2{,}11 \times 0{,}22 = 1{,}805$ МН, т. е. прочность бетона по сжатой полосе между наклонными трещинами обеспечена.

Проверка условия (3.276) при минимальном значении в нем правой части: $Q = 0{,}2783$ МН $< 0{,}6\,(1 + 0{,}0)\,1{,}08 \times 2{,}11 \times 0{,}22 = 0{,}3008$ МН. Поскольку и это условие выполняется, прочность элемента обеспечена и поперечная арматура не требуется. Проверка прочности капители по наклонным сечениям в других местах дает аналогичные результаты.

Расчет межколонной плиты по прочности. Сначала определяют сечение продольной арматуры, расположенной параллельно оси рамы. Как показано на рис. 7.17, *а*, в межколонной плите, являющейся элементом ригеля рамы, могут действовать как положительные, так и отрицательные изгибающие моменты. Следовательно, для их восприятия в межколонной плите необходимо предусмотреть как верхнюю, так и нижнюю продольную арматуру. Поскольку, в соответствии с величинами изгибающих моментов, количество верхней арматуры больше, чем нижней, сначала подбирают нижнюю арматуру, а затем — верхнюю.

Продольную арматуру межколонной плиты средних пролетов для восприятия положительных изгибающих моментов определяют с учетом наличия верхней арматуры. Так как $b = 2{,}98$ м; $h = 0{,}16$ м; $a = a' = 0{,}03$ м; $h_0 = 0{,}13$ м; $M = 0{,}1241$ МН · м, то

$$A_s = \frac{M}{R_s(h_0 - a')} = \frac{0{,}1241}{365\,(0{,}13 - 0{,}03)} =$$

$$= 0{,}0034 \text{ м}^2 = 34 \text{ см}^2.$$

Принимают 3I⌀12AIII, $A_s = 35{,}06$ см².

В опорном сечении $M = -0{,}2634$ МН · м. При учете нижней арматуры

$$B_0 = \frac{0{,}2634 - 365 \cdot 0{,}003506\,(0{,}13 - 0{,}03)}{15{,}3 \cdot 2{,}98 \cdot 0{,}13^2} =$$

$$= 0{,}176 < B_R = 0{,}413.$$

По табл. 3.5 $\xi = 0{,}195$. По формуле (3.46)

$$A_s = 0{,}195 \cdot 2{,}98 \cdot 0{,}13 \cdot 15{,}3 : 365 +$$

$$+ 0{,}003506 = 0{,}006673 \text{ м}^2 = 66{,}73 \text{ см}^2.$$

Принимают 22⌀20AIII, $A_s = 69{,}12$ см².

Для межколонной плиты крайнего пролета $M = 0{,}2297$ МН · м (см. рис. 7.17, *а*). Поэтому

$$A_s = \frac{0{,}2297}{365\,(0{,}13 - 0{,}03)} = 0{,}006293 \text{ м}^2 =$$

$$= 62{,}93 \text{ см}^2.$$

Принимают 22⌀20AIII, $A_s = 69{,}12$ см².

Для воспрнятия отрицательного момента $M = -0{,}2063$ МН · м

$$A_s = \frac{0{,}2063}{365\,(0{,}13 - 0{,}03)} = 0{,}005652 \text{ м}^2 =$$

$$= 56{,}52 \text{ см}^2.$$

Назначают 22⌀18AIII, $A_s = 56$ см².

Поскольку опорный контур для пролетной плиты — межколонные плиты, в последних возникают изгибающие моменты в направлении, перпендикулярном оси ригеля рамы. Для их определения принимают расчетную схему межколонной плиты в виде прямоугольной пластины, защемленной по двум противоположным сторонам (у капителей) и с двумя свободными сторонами. Нагрузка с пролетной плиты передается на свободный край межколонной плиты как полосовая распределенная по треугольнику. Максимальная ордината полосовой нагрузки на один край $q = 24{,}65 \cdot 3 = 74$ кН/м.

Распределенную по треугольнику нагрузку приводят к эквивалентной равномерно распределенной нагрузке из условия равенства прогибов свободно опертой балки пролетом l_x

$$\frac{ql_x^4}{120EI} = \frac{5}{384} \cdot \frac{Fl_x^4}{EI},$$

откуда $F = 0{,}64\,q = 0{,}64 \cdot 74 = 47{,}36$ кН/м.

Используя таблицы [59], определяют изгибающие моменты в межколонной плите, действующие перпендикулярно оси рамы. В соответствии с [59, табл. 42] при $l_y/l_x = 1$ в центре надколонной плиты изгибающий момент $M = -0{,}01 \cdot 3{,}47 \cdot 47{,}36 \cdot 2 = -2{,}84$ кН·м.

Определяют площадь сечения верхней арматуры, расположенной перпендикулярно оси рамы. Расчетный изгибающий момент на 1 м длины межколонной плиты $M = -2{,}84 \cdot 1 = -2{,}84$ кН· м.

При $b = 1$ м; $h = 0{,}16$ м; $a = 0{,}045$ м; $h_0 = 0{,}115$ м:

$$B_0 = \frac{0{,}00284}{15{,}3 \cdot 1 \cdot 0{,}115^2} = 0{,}014; \quad v = 0{,}993;$$

$$A_s = \frac{0{,}00284}{365 \cdot 0{,}993 \cdot 0{,}115} = 0{,}000068 \text{ м}^2 =$$

$$= 0{,}68 \text{ см}^2.$$

Так как требуемая площадь сечения арматуры мала, предусматривают ее из холоднотянутой проволоки класса Вр-I диаметром 5 мм ($R_s = 360$ МПа). Тогда

$$A_s = \frac{0{,}00284}{360 \cdot 0{,}993 \cdot 0{,}115} = 0{,}000069 \text{ м}^2 = 0{,}69 \text{ см}^2.$$

Коэффициент армирования сечения

$$\mu_s = \frac{0{,}000069}{1 \cdot 0{,}115} = 0{,}0006 < 0{,}01.$$

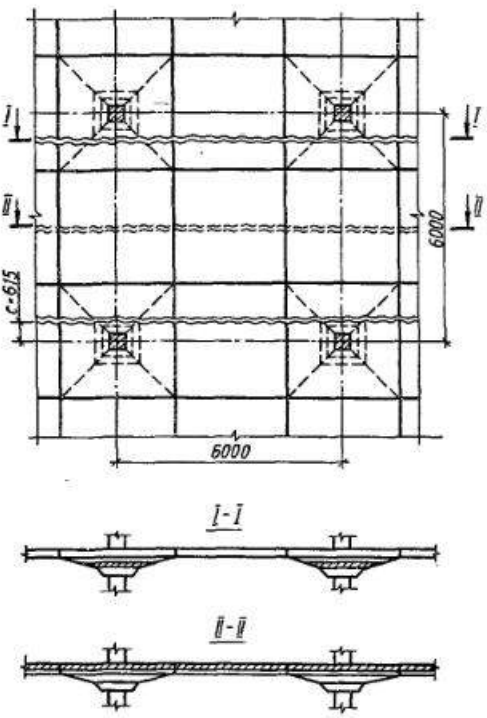


Рис. 7.21. Схема полосового излома перекрытия (в сечениях заштрихованы сжатые зоны бетона).

Находят момент образования трещин, увеличив $R_{bt,ser}$ на 20 %, а параметр W_{pl} определяя как для бетонного сечения. Тогда по формуле (4.19) при $N_{sh} = 0$ $M_{crc} = 1{,}2 \cdot 1{,}80 \times \times 1 \cdot 0{,}16^2 : 3{,}5 = 0{,}0158$ МН · м $> M =$ $= 0{,}00284$ МН · м.

Поскольку в данном случае несущая способность плиты исчерпывается одновременно с образованием трещин в бетоне растянутой зоны, следует увеличить площадь сечения арматуры не менее чем на 15 %. При увеличении армирования на 20 % $A_s = 0{,}69$ см² · $1{,}2 = 0{,}83$ см². Принимают на 1 м длины межколонной плиты 5⌀5ВрI ($A_s = 0{,}98$ см²). Общее количество стержней на всю плиту 16⌀5ВрI ($A_s = 3{,}14$ см²).

Проверяют прочность наклонных сечений межколонной плиты в опорном сечении при $b = 2{,}98$ м; $h = 0{,}16$ м; $h_0 = 0{,}13$ м. Расчетная поперечная сила при расстоянии от оси опоры ригеля до рассматриваемого сечения $x = = 1{,}5$ м $Q = (45{,}3 + 102{,}6)(6{,}0 : 4 - 1{,}5^2 : : 6{,}0) + (394{,}0 - 245{,}2) : 6{,}0 = 191{,}2$ кН.

Проверяют прочность межколонной плиты по сжатой полосе между наклонными трещинами (условие (3.259)). При отсутствии поперечной арматуры $\varphi_{wl} = 1$. По формуле (3.262) $\varphi_{bl} = = 1 - 0{,}01 \cdot 15{,}3 = 0{,}847$. Так как $Q = = 0{,}1912$ МН $< 0{,}25 \cdot 1 \cdot 0{,}847 \cdot 15{,}3 \cdot 2{,}98 \times \times 0{,}13 = 1{,}255$ МН, условие (3.259) выполняется и прочность бетона по сжатой полосе обеспечена.

Проверяют условие (3.276), принимая в нем минимальное значение правой части. Так как $Q = 0{,}1912$ МН $< 0{,}6\,(1 + 0)\,1{,}08 \times 2{,}98 \times \times 0{,}13 = 0{,}251$ МН, указанное условие выполняется и поперечное армирование не требуется.

Расчет пролетной плиты по прочности. При свободном опирании пролетной плиты (квадратной в плане) по контуру и при неучете сил распора изгибающие моменты в обоих направлениях одинаковы — $M_1 = M_2 = 27{,}7$ кН · м. Размеры пролетной плиты в плане 3×3 м; $h = 0{,}16$ м; расчетные пролеты $l_1 = l_2 = l = 3$ м. Принимают рабочую высоту сечений плиты $h_{0x} = 0{,}14$ м и $h_{0y} = 0{,}13$ м. При меньшем значении h_0

$$B_0 = \frac{0{,}0277}{15{,}3 \cdot 3{,}0 \cdot 0{,}13^2} = 0{,}036; \quad \upsilon = 0{,}982.$$

При армировании плиты стержнями класса А-III диаметром 6...8 мм $R_s = 355$ МПа, поэтому

$$A_s = \frac{0{,}0277}{355 \cdot 0{,}982 \cdot 0{,}13} = 0{,}000611 \text{ м}^2 = 6{,}11 \text{ см}^2.$$

Принимают в обоих направлениях 16⌀8AIII ($A_s = 8{,}05$ см²), учитывая необходимость увеличения площади сечения арматуры для слабоармированных элементов не менее чем на 15 %, так как их несущая способность исчерпывается одновременно с образованием трещин в растянутой зоне. Проверяют соответствие принятого армирования конструктивным требованиям. Так как

$$\mu_s = \frac{0{,}000805}{3{,}0 \cdot 0{,}13} 100\ \% = 0{,}206\ \% > 0{,}2\ \%,$$

конструктивные требования выполнены.

Расчет перекрытия на полосовое разрушение. Для назначения расчетной схемы излома перекрытия проверяют геометрические соотношения принятой конструкции перекрытия в соответствии с рекомендациями руководств [43] и [48].

Для квадратной в плане капители расстояние от места, где очертание капители образует входящий угол, до оси колонны $c_x = c_y = = 0{,}615$ м. Следовательно, $c_x/l_x = c_y/l_y = = 0{,}615 : 6 = 0{,}1025$, что больше 0,08 и меньше 0,12. Высота капители в месте перелома ее очертания $h_c = 0{,}3$ м, отношение ее к толщине плиты $h_c/h_s = 0{,}3 : 0{,}16 = 1{,}875$, что больше 1,8 и меньше 2,5. Полуширина капители: $r = 1{,}5$ м $> c + 0{,}09 l\,(h_c - h_s)/h_s = = 0{,}615 + 0{,}09 \cdot 6\,(0{,}3 - 0{,}16) : 0{,}16 = = 1{,}088$ м.

Поскольку рекомендации упомянутых выше руководств по конструированию перекрытия на излом можно не рассчитывать, а при расчете на полосовое разрушение принимать расположение опорных пластических шарниров только по месту перелома очертания капителей (рис. 7.21).

Следовательно, в принятой схеме полосового излома образуются пластические шарниры, параллельные оси этой полосы: один линейный шарнир в пролете с раскрытием трещин снизу и по одному шарниру у опор с раскрытием трещин сверху.

Данные для расчета перекрытия: расчетная равномерно распределенная нагрузка $q = 24{,}65$ кПа; размеры панели вдоль и поперек полосы $l_x = l_y = 6$ м; расстояние от опорного шарнира до оси колонны $c = 0{,}615$ м.

В каждом надопорном пластическом шарнире в пределах длины l_y установлена верхняя арматура: в капители 24⌀20AIII площадью $A_s = 0{,}00754$ м² и в межколонных плитах 16⌀5BpI площадью $A_s = 0{,}000314$ м². В пролетном шарнире предусмотрена нижняя арматура: в межколонных плитах 31⌀12AIII площадью $A_s = 0{,}003506$ м² и в пролетных плитах 16⌀8AIII площадью $A_s = 0{,}000805$ м².

Относительную высоту сжатой зоны бетона в надопорном шарнире определяют по формуле (7.16) с учетом зависимости (7.17). При $\beta = \left(\frac{3}{1{,}23} - 1\right)\frac{0{,}25}{2 \cdot 0{,}12} = 1{,}5$ $15{,}3 \cdot 1{,}23 \times \times 0{,}25\ \xi\ (1 + 1{,}5\xi) = 0{,}00754 \cdot 365 + + 0{,}000314 \cdot 360$, откуда $\xi = 0{,}386$ и $x = = 0{,}386 \cdot 0{,}25 = 0{,}096$ м $< h_f = 0{,}12$ м. Следовательно, нулевая линия расположена в капители. Ширину сечения на уровне нулевой линии находят по формуле (7.14) $b_x = (3 — — 1{,}23)\, 0{,}096 : 0{,}12 + 1{,}23 = 2{,}646$ м.

Плечо внутренней пары сил при $h_0 = 0{,}25$ м $z = 0{,}25 - \frac{0{,}096}{3} \cdot \frac{2 \cdot 2{,}646 + 1{,}23}{2{,}646 + 1{,}23} = 0{,}196$ м.

Относительная высота сжатой зоны бетона в пролетном шарнире при $h_0 = 0{,}13$ м

$$\xi = \frac{0{,}003506 \cdot 365 + 0{,}000805 \cdot 355}{15{,}3 \cdot 6 \cdot 0{,}13} = 0{,}131;$$

плечо внутренней пары сил

$$z = 0{,}13\,(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}131) = 0{,}1215 \text{ м}.$$

Проверяем условие (6.161). Так как $0{,}02465 \cdot 6\ (6{,}0 - 2 \cdot 0{,}615)^2 : 8 = 0{,}421$ МН · м $< (0{,}00754 \cdot 365 + 0{,}000314 \cdot 360) \times \times 0{,}196 + (0{,}003506 \cdot 365 + 0{,}000805 \cdot 355) \times \times 0{,}1215 = 0{,}752$ МН · м, при данном армировании и принятой схеме полосового излома прочность перекрытия обеспечена.

Расчет перекрытия по трещиностойкости. Условия закрепления пролетной плиты таковы, что точно определить характер работы этой конструкции трудно. Некоторые ученые полагают, что часть внешней нагрузки может восприниматься плитой как опертой по углам до тех пор, пока прогибы кромок пролетной плиты не сравняются с прогибами межколонных плит, после чего пролетная плита воспринимает оставшуюся часть нагрузки как опертая на податливый контур. Другие считают, что связь междуколонных плит друг с другом и качественная заливка контура пролетной плиты препятствуют удлинению ее нижней поверхности и создают условия, близкие к полному защемлению кромок пролетной плиты. Видимо, характер работы пролетной плиты зависит от многих трудно учитываемых факторов: последовательности приложения внешней нагрузки на перекрытие, вида и места ее действия и т. д. Поэтому при расчете пролетной плиты по предельным состояниям второй группы упрощенно можно принять расчетную схему в виде плиты, свободно опирающейся по всему контуру.

При $\gamma_f = 1$ расчетная равномерно распределенная нагрузка $q = 20{,}9$ кПа (см. табл. 7.16). Размеры сторон пролетной плиты $l_1 = = l_2 = 3$ м, толщина плиты $h = 0{,}16$ м, рабочая высота сечения в одном направлении $h_{0x} = 0{,}14$ м, в другом — $h_{0y} = 0{,}13$ м; средняя рабочая высота $h_0 = 0{,}135$ м. Площадь поперечного сечения арматуры в каждом направлении $A_s = 0{,}000805$ м² (16⌀8AIII).

Проверяют возможность образования трещин в пролетной плите. Изгибающий момент на единицу ширины плиты, отвечающий образованию первых трещин в растянутой зоне бетона, $M_{crc} = R_{bt,ser} h^2/3{,}5 = 1{,}8 \cdot 0{,}16^2 : : 3{,}5 = 0{,}01317$ МН · м/м $= 13{,}17$ кН · м/м $> > M = 8{,}3$ кН · м/м. Следовательно, в пролетной плите трещины не образуются.

В межколонной плите крайнего пролета действует изгибающий момент $M = 214{,}5$ кН · м (см. табл. 7.18). Величина момента, соответствующего образованию первых трещин, $M_{crc} = 1{,}8 \cdot 2{,}98 \cdot 0{,}16^2 : 3{,}5 = 0{,}0392$ МН · м $= 39{,}2$ кН · м $< 214{,}5$ кН · м. Следовательно, в межколонной плите трещины образуются и необходима проверка ширины их раскрытия.

Коэффициент армирования плиты $\mu_s = = \frac{0{,}006912}{2{,}98 \cdot 0{,}13} = 0{,}0178$. По формулам (6.158), (6.159) и (6.176) находят относительную высоту сжатой зоны ξ и напряжения в арматуре $\sigma_{s,crc}$, соответствующие образованию первых трещин: $\bar{\xi} = 0{,}0178 \cdot 390 : 22{,}0 = 0{,}316$; $\xi = = 0{,}1 + 0{,}5 \cdot 0{,}316 = 0{,}258$;

$$\sigma_{s,crc} = \frac{0{,}0392}{(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}258)\, 0{,}006912 \cdot 0{,}13} = = 50{,}1 \text{ МПа}.$$

Предельный изгибающий момент, соответствующий исчерпанию прочности рассматриваемого сечения при наличии верхней арматуры,

$$M_u = A_s R_{s,ser}\,(h_0 - a') = 0{,}006912 \times \times 390\ (0{,}13 - 0{,}3) = 0{,}2696 \text{ МН} \cdot \text{м} = = 269{,}6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Напряжения в арматуре вычисляют по формуле (6.175), заменив нагрузки соответствую-

щими им значениями изгибающих моментов

$$\sigma_s = 50{,}1 + (390 - 50{,}1)\frac{214{,}5 - 39{,}2}{269{,}6 - 39{,}2} =$$

$$= 308{,}7 \text{ МПа}.$$

Ширину раскрытия трещин вычисляют по формуле (4.52)

$$a_{crc} = 1 \cdot 1{,}5 \cdot 1 \cdot \frac{308{,}2}{200\,000} \cdot 20\,(3{,}5 -$$

$$- 100 \cdot 0{,}0178)\sqrt[3]{20} = 0{,}216 \text{ мм} < a_{crc,2} =$$

$$= 0{,}3 \text{ мм}.$$

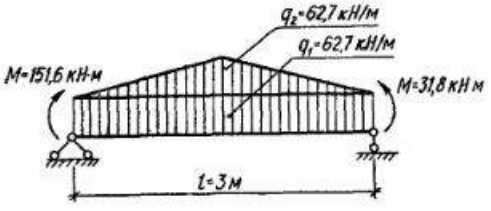


Рис. 7.22. Расчетная схема межколонной плиты для определения прогиба.

Для капители опасно по трещиностойкости нормальное сечение в месте перелома ее очертания, т. е. на расстоянии 0,615 м от центра. При $\gamma_f = 1$ изгибающий момент, действующий в этом сечении капители (в среднем пролете), 235,1 кН · м (см. рис. 7.17, *б*). Момент образования трещин $M_{crc} = R_{bt,ser} bh^2/5 = 1{,}8 \times$ $\times 2{,}98 \cdot 0{,}3^2 : 5 = 0{,}0966$ МН · м = 96,6 кН · м $< M = 235{,}1$ кН · м, т. е. в капители образуются трещины и необходима проверка ширины их раскрытия.

Для рассматриваемого сечения $A_s =$ $= 0{,}00754$ м^2 (24⌀20AIII); $h_0 = 0{,}25$ м; $b_f = 1{,}23$ м; $b_b = 2{,}98$ м; $h_f = 0{,}12$ м. По формулам (7.15) ... (7.18) определяют высоту сжатой зоны ξ_u и предельный изгибающий момент M_u с учетом замены R_s и R_b на $R_{s,ser}$ и $R_{b,ser}$:

$$\beta = \left(\frac{2{,}98}{1{,}23} - 1\right)\frac{0{,}25}{2 \cdot 0{,}12} = 1{,}482;$$

$$1{,}23 \cdot 0{,}25\xi_u\,(1 + 1{,}482\xi_u)\,22 : 390 = 0{,}00754,$$

откуда $\xi_u = 0{,}301$; $B_0 = 0{,}301\left[1 - 0{,}5 \times\right.$

$$\left. \times 0{,}301 + 1{,}482 \cdot 0{,}301\left(1 - \frac{2}{3}0{,}301\right)\right] =$$

$$= 0{,}363; \quad M_u = 0{,}363 \cdot 22{,}0 \cdot 1{,}23 \cdot 0{,}25^2 =$$

$$= 0{,}6139 \text{ МН} \cdot \text{м} = 613{,}9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

По формулам (6.158), (6.176) и (6.175) вычисляют напряжения в арматуре растянутой зоны:

$$\xi = 0{,}1 + 0{,}5 \cdot 0{,}301 = 0{,}25;$$

$$\sigma_{s,\,rc} = \frac{0{,}0966}{(1 + 0{,}5 \cdot 0{,}25)\,0{,}00754 \cdot 0{,}25} =$$

$$= 45{,}6 \text{ МПа};$$

$$\sigma_s = 45{,}6 + (390 - 45{,}6)\frac{235{,}1 - 96{,}6}{613{,}9 - 96{,}6} =$$

$$= 137{,}8 \text{ МПа}.$$

Ширину раскрытия трещин находят по формуле (4.52) при

$$\bar{\mu}_s = \frac{0{,}00754}{1{,}23 \cdot 0{,}25 + (2{,}98 - 1{,}23)\,(0{,}12 - 0{,}05)} =$$

$$= 0{,}0175.$$

Так как $a_{crc} = 1 \cdot 1{,}5 \cdot 1 \cdot 137{,}8 :$ $: 200000 \cdot 20\,(3{,}5 - 100 \cdot 0{,}0175)\sqrt[3]{20} =$ $= 0{,}098$ мм $< a_{crc,2} = 0{,}3$ мм, трещиностойкость капители обеспечена.

Определение прогиба перекрытия. При расчете принимают следующие допущения: деформациями капители можно пренебречь; межколонная плита работает как балочная, две противоположные стороны которой жестко соединены с капителями, а другие две свободны; пролетная плита работает как свободно опертая на деформируемый контур. Следовательно, наибольший прогиб перекрытия определяют для точки, расположенной в центре пролетной плиты в виде суммы двух прогибов: прогиба центра пролетной плиты, шарнирно закрепленной по контуру, и прогиба в середине пролета межколонной плиты.

Прогиб пролетной плиты f_1 в центре определяют по формуле (6.120) при $\alpha_s = 0{,}00405$ (см. табл. 6.25) и учитывая продолжительное действие внешней нагрузки

$$f_1 = 0{,}00405\,\frac{0{,}0209 \cdot 3{,}0^4 \cdot 12\,(1 - 0{,}2^3)\,2}{33\,500 \cdot 0{,}16^3} =$$

$$= 0{,}00115 \text{ м}.$$

Для определения прогиба межколонной плиты f_2 принимают ее расчетную схему в виде простой балки на двух шарнирных опорах, нагруженной внешней нагрузкой и опорными моментами: слева $M = 151{,}6$ кН · м, справа $M = 31{,}8$ кН · м (см. рис. 7.22). Изгибающий момент в середине пролета

$$M = 62{,}7 \cdot 3{,}0^2 : 8 + 62{,}7 \cdot 3{,}0^3 : 12 +$$

$$+ 0{,}5 \cdot 151{,}6 + 0{,}5 \cdot 31{,}8 = 70{,}5 + 47{,}0 +$$

$$+ 75{,}8 + 15{,}9 = 209{,}2 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

По формулам (4.120) ... (4.139):

$$\delta_s = \frac{0{,}2092}{22 \cdot 2{,}98 \cdot 0{,}13^2} = 0{,}189;$$

$$\varphi_f = \frac{5{,}97 \cdot 0{,}0056}{2 \cdot 0{,}15 \cdot 2{,}98 \cdot 0{,}13} = 0{,}288;$$

$$\lambda_f = 0{,}288\left(1 - \frac{2 \cdot 0{,}03}{2 \cdot 0{,}13}\right) = 0{,}222;$$

$$\mu_s\alpha_s = \frac{0{,}006912 \cdot 5{,}97}{2{,}98 \cdot 0{,}13} = 0{,}107;$$

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \dfrac{1 + 5\,(0{,}189 + 0{,}222)}{10 \cdot 0{,}107}} = 0{,}215;$$

$$z = 0{,}13\left[1 - \frac{\frac{2 \cdot 0{,}03}{0{,}13}0{,}288 + 0{,}215^2}{2\,(0{,}288 + 0{,}215)}\right] =$$

$$= 0{,}107 \text{ м},$$

$$\mu = \frac{1{,}8 \cdot 2{,}98 \quad 0{,}16^2}{0{,}2092 \quad 3{,}5} = 0{,}187,$$

$\psi_s = 1{,}25 - 0{,}8 \quad 0{,}187 = 1{,}1$ (принимают $\psi_s = 1$),

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{0{,}2092}{0{,}13 \quad 0{,}107}\left[\frac{1}{200\,000 \quad 0{,}006912} + \right.$$

$$\left. + \frac{0{,}9}{(0{,}288 + 0{,}215)\,2{,}98 \quad 0{,}13 \quad 33\,500 \quad 0{,}15}\right] =$$

$$= 0{,}02471 \text{ 1/м}$$

$$f_2 = 0{,}02471\,\frac{3{,}0^2}{209{,}2}\left(\frac{5}{48}70{,}5 + \frac{47{,}0}{10} + \right.$$

$$\left. + \frac{75{,}8}{15{,}6} + \frac{15{,}9}{15{,}6}\right) = 0{,}01905 \text{ м}$$

Прогиб перекрытия $f = 0{,}00115 + 0{,}01905 = 0{,}0202$ м $= 2{,}02$ см < 3 см Поскольку прогиб меньше пределы о допустимого (см табл 2 3, поз 2), перекрытие удовлетворяет требованиям по деформации

Расчет сопряжения капители с колонной. Для восприятия сдвигающих усилий предусматривают шпоночное сопряжение капители с колонной (рис 7 23) Нагрузку от веса перекрытия воспринимают стальные монтажные столики, приваренные к колонне Поперечная сила от этой нагрузки (см табл 7 16) $Q_d = 4{,}70 \quad 6 \cdot 6 = 169{,}2$ кН

Сдвигающее усилие на одну грань колонны определяют для сочетания нагрузок $П + В_3$ (см табл 7 17) $Q_{sh} = 0{,}5\ (278{,}3 + 246{,}7) - 0{,}25 \cdot 169{,}2 = 220{,}2$ кН $= 0\ 2202$ МН На грани колонны действует изгибающий момент $M_e = 394 - 278{,}3 \cdot 0{,}5 \times 0{,}45 = 331{,}4$ кН · м

Для замоноличиваиия принимают бетои класса $B22{,}5$ Принимая по табл 1 19 $\gamma_{b2} = 0{,}9$, $\gamma_{b9} = 0{,}9$ и $\gamma_{b12} = 1{,}15$, определяют расчетные сопротивления бетоиа замоноличивания $R_b = 13{,}0 \times 0{,}9 \cdot 0{,}9 \cdot 1{,}15 = 12{,}1$ МПа $R_{bt} = 1{,}03 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}9 \cdot 1{,}15 = 0{,}96$ МПа

Определяя высоту сжатой зоны бетона в сечении у грани колонны с некоторым приближением принимают, что низ стакана капители имеет постоянную по высоте ширину $b = 0{,}15$ м Приводят сечение низа стенок стакана капители к бетону замоноличивания и находят ширину приведенного сечения $b_{red} = 0{,}83 - 2 \cdot 0{,}15 + 2 \quad 0{,}15 \cdot 15{,}3 \quad 12{,}1 = 0{,}91$ м

При $h_0 = 0{,}55$ м вычисляют высоту сжатой зоны $0{,}3314 = 12{,}1 \cdot 0{,}91x\ (0{,}55 - 0{,}5x)$, откуда $x = 0{,}058$ м

Находят усилие N, обжимающее бетон замоноличивания, $N = 12{,}1 \quad 0{,}058 \quad 0{,}45 = 0{,}3158$ МН Так как $0{,}7N = 0{,}7 \times 0{,}3158 = 0{,}221$ МН $> 0{,}5Q_{sh} = 0{,}1101$ МН, принимают $0{,}7N = 0{,}1101$ МН

По высоте капители предусматривают три шпонки Однако в предельном состоянии в верхней зоне наиболее нагруженной грани сопряжения может произойти существенное раскрытие трещин на контакте двух бетонов, что ослабит работу верхней шпонки В связи с этим верхиюю шпонку в работе не учитывают, и количество шпонок, вводимое в расчет, принимают $n_k = 2$ При $l_k = 0{,}45$ м по формулам (3 422) и (3 424)

$$\delta_k = \frac{0{,}2202}{12{,}1 \quad 0{,}45 \quad 2} = 0{,}020 \text{ м},$$

$$h_k = \frac{0{,}2202 - 0{,}1101}{2 \quad 0{,}96 \quad 0{,}45 \quad 2} = 0{,}064 \text{ м}$$

Принимают $\delta_k = 0{,}03$ м и $h_k = 0{,}1$ м

Сборные элементы безбалочного перекрытия (рис 7 24 7 25, 7 26) конструируют в соответствии с рекомендациями гл 5, а также Руководства [42]

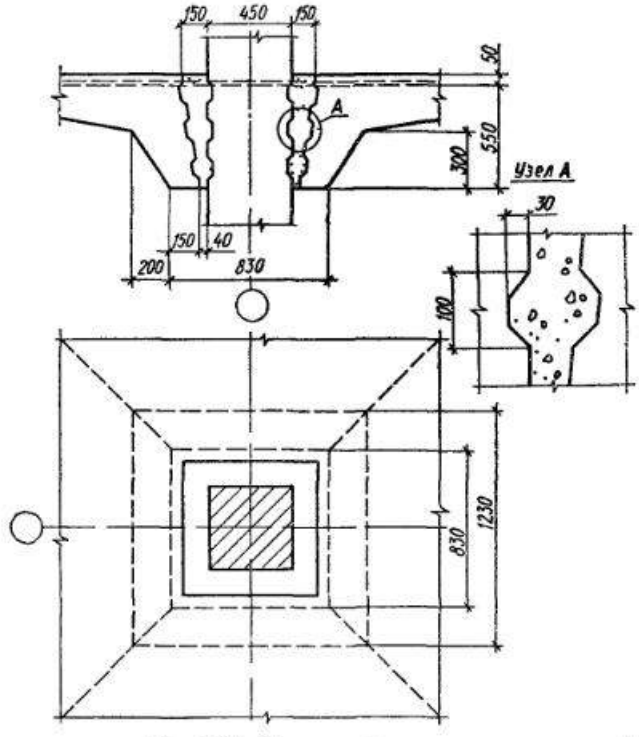
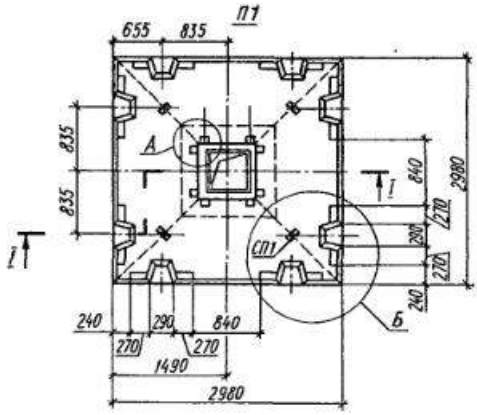
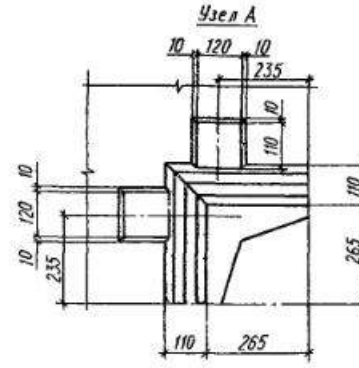
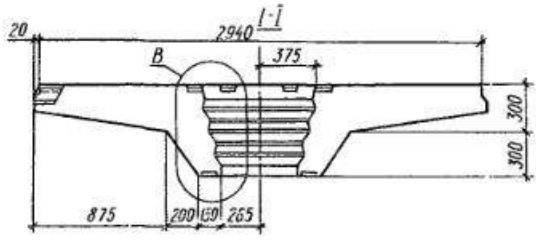
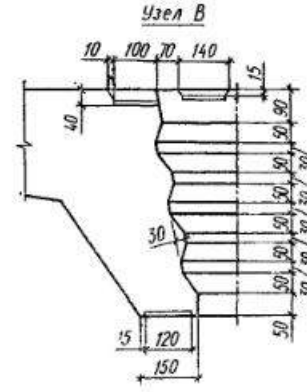


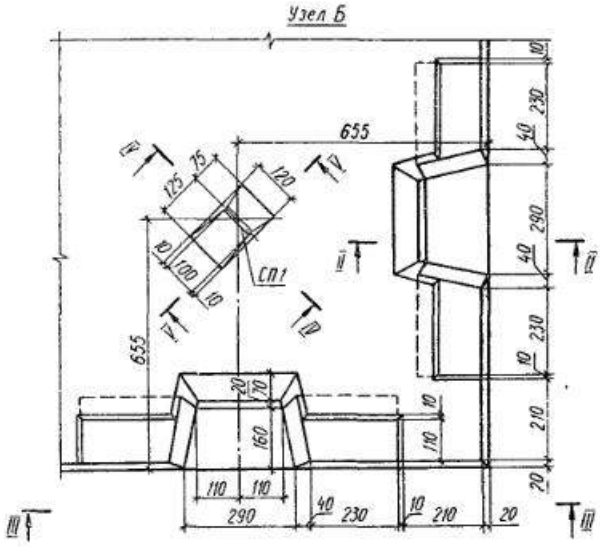
Рис 7 23 Сопряжение капители с колоииой (закладные детали условно не показаны)

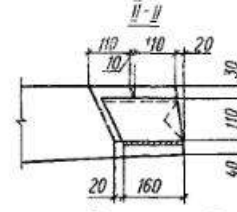

П1
655
835
835
835
А
I
I
840
2980
270
200
270
СП1
240
Б
240
290
840
270
270
1490
2980

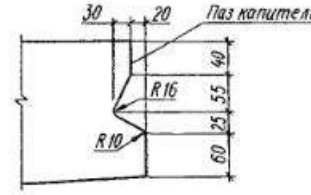

Узел А
10
120
10
235
10
110
10
110
120
265
10
235
110
265

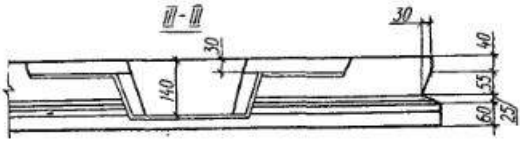

I-I
20
2940
В
375
300
300
875
200
60
265

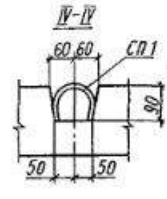

Узел В
10
100
70
140
15
40
90
50
50
50
50
50
50
50
30
30
30
30
30
30
30
30
30
15
120
150

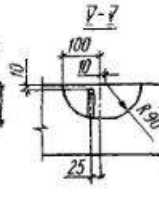

Узел Б
655
10
230
40
290
40
230
10
210
20
655
20
70
160
10
110
110
110
290
40
230
10
210
20
125
75
120
40
100
10
СП1


II-II
110
110
20
10
30
110
40
20
160


30
20
Паз капители
40
R16
55
25
R10
60


III-III
30
30
40
140
55
60
25


IV-IV
60
60
СП1
90
50
50


V-V
100
10
10
R90
25

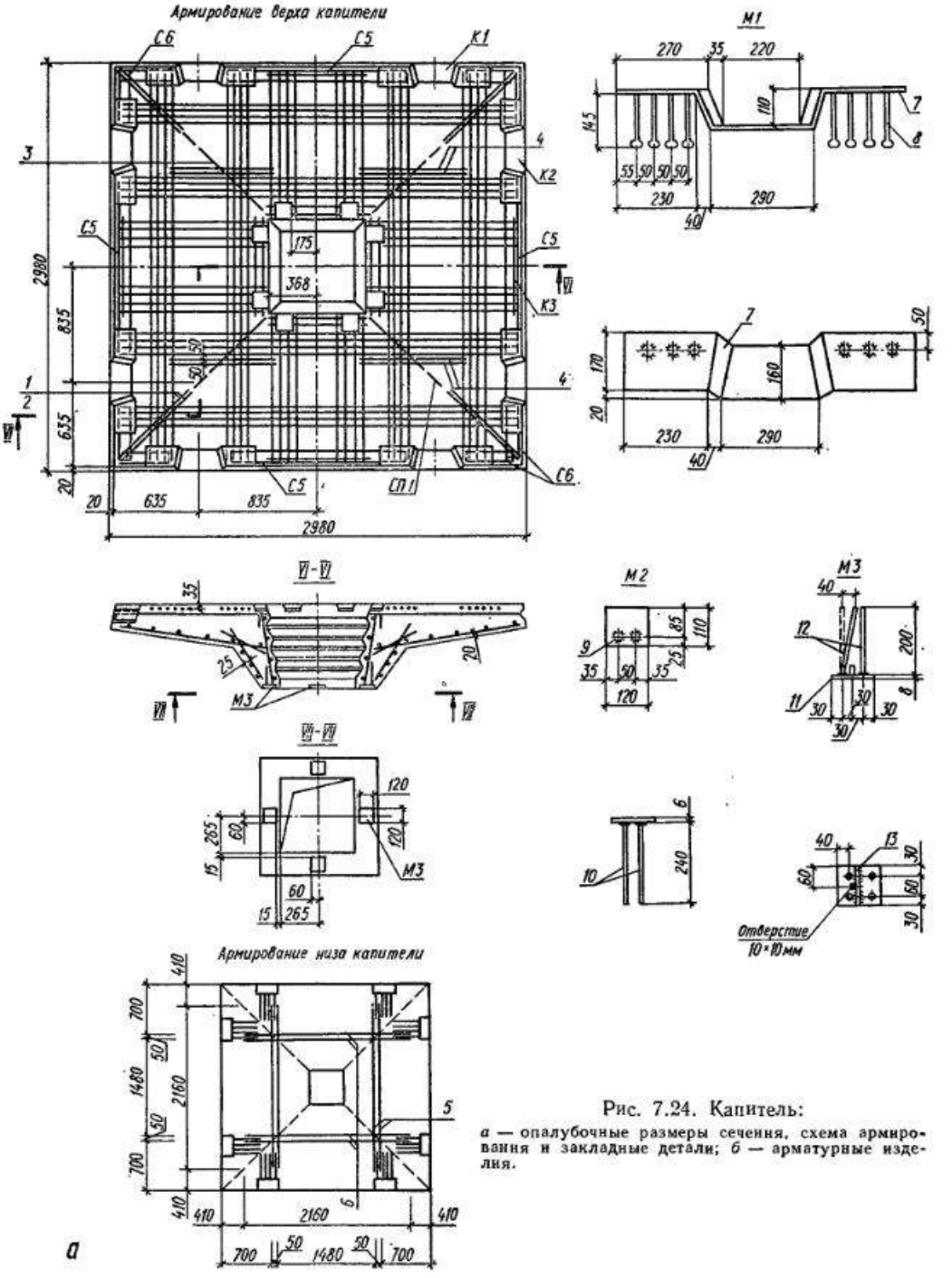
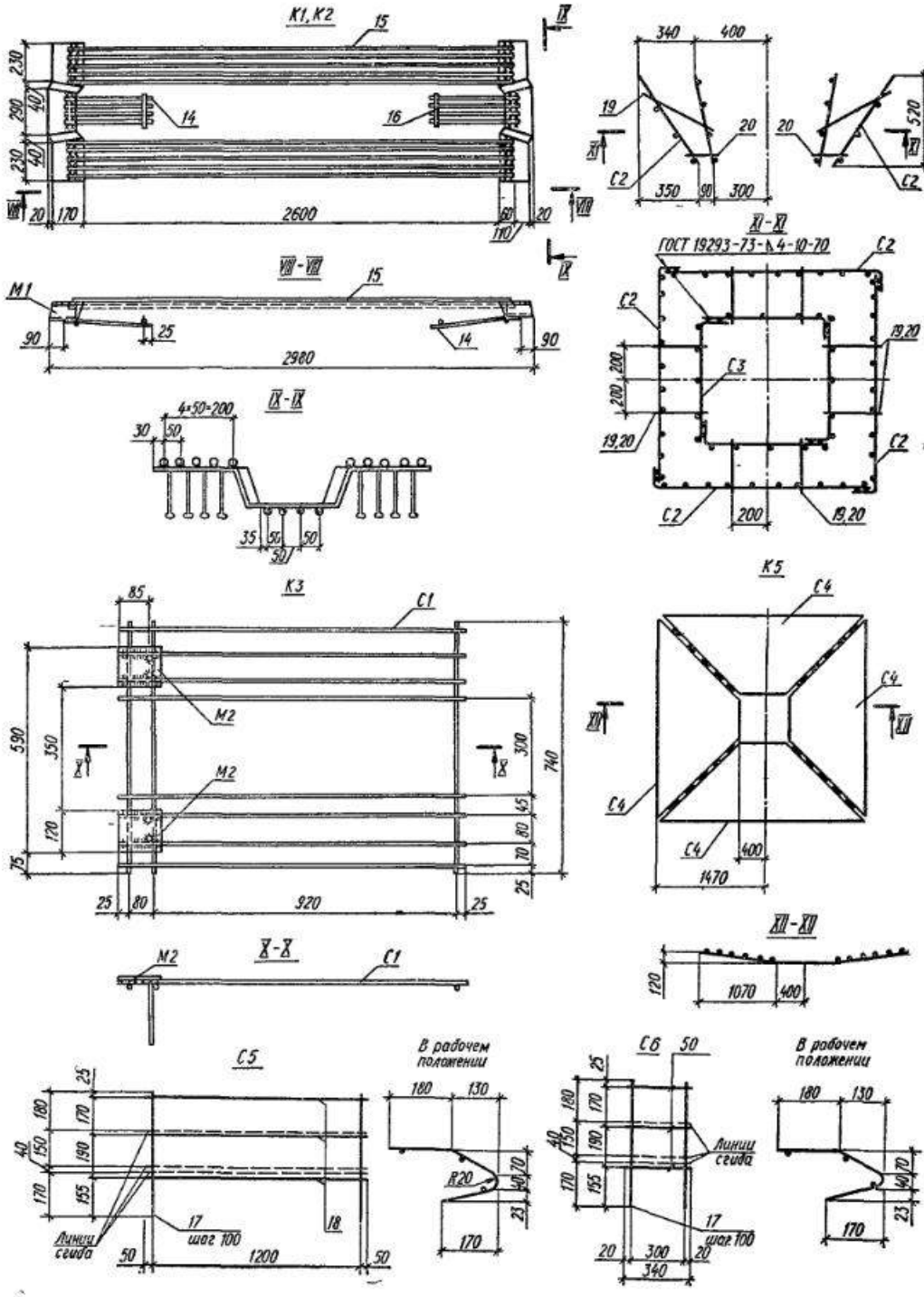
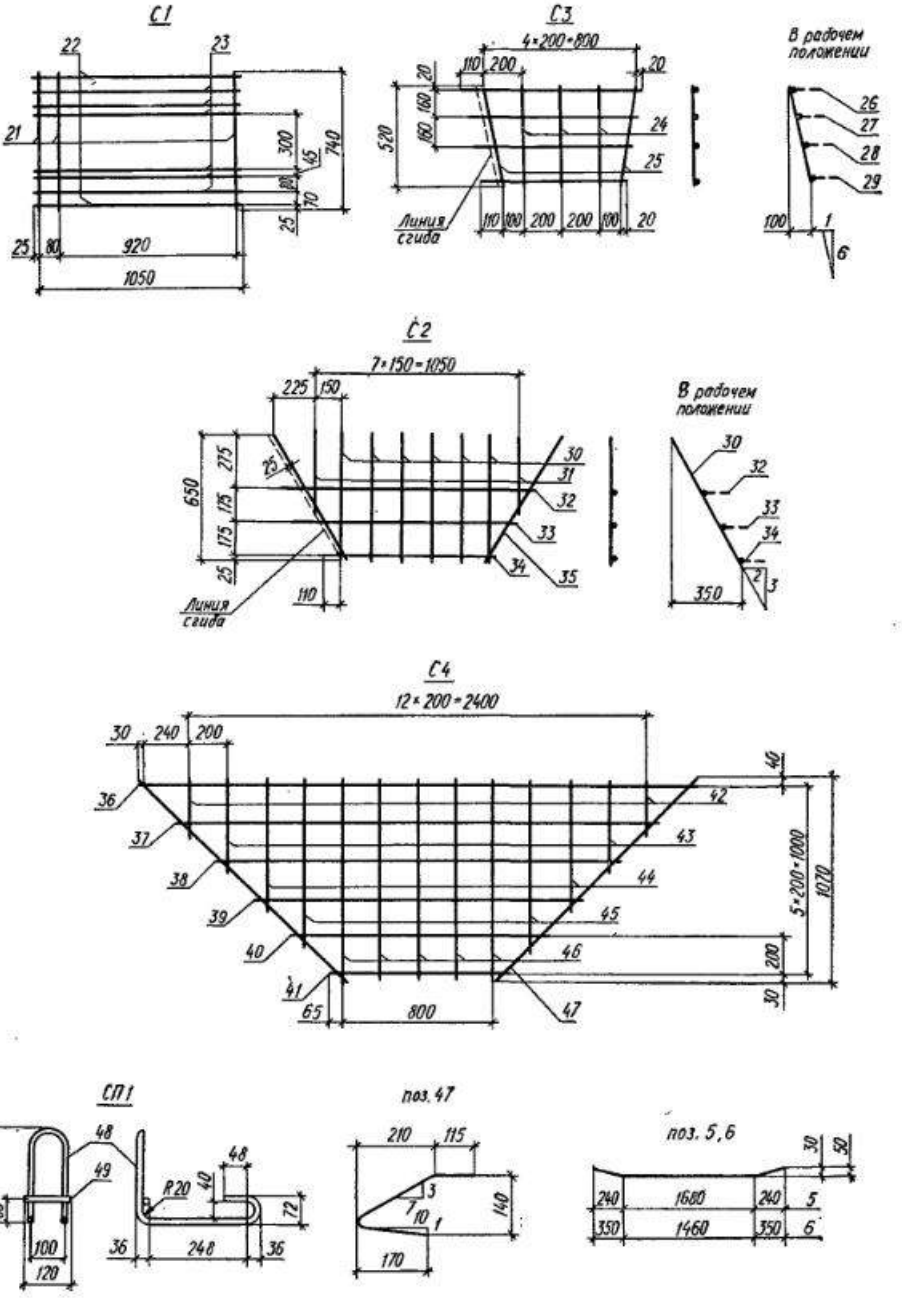
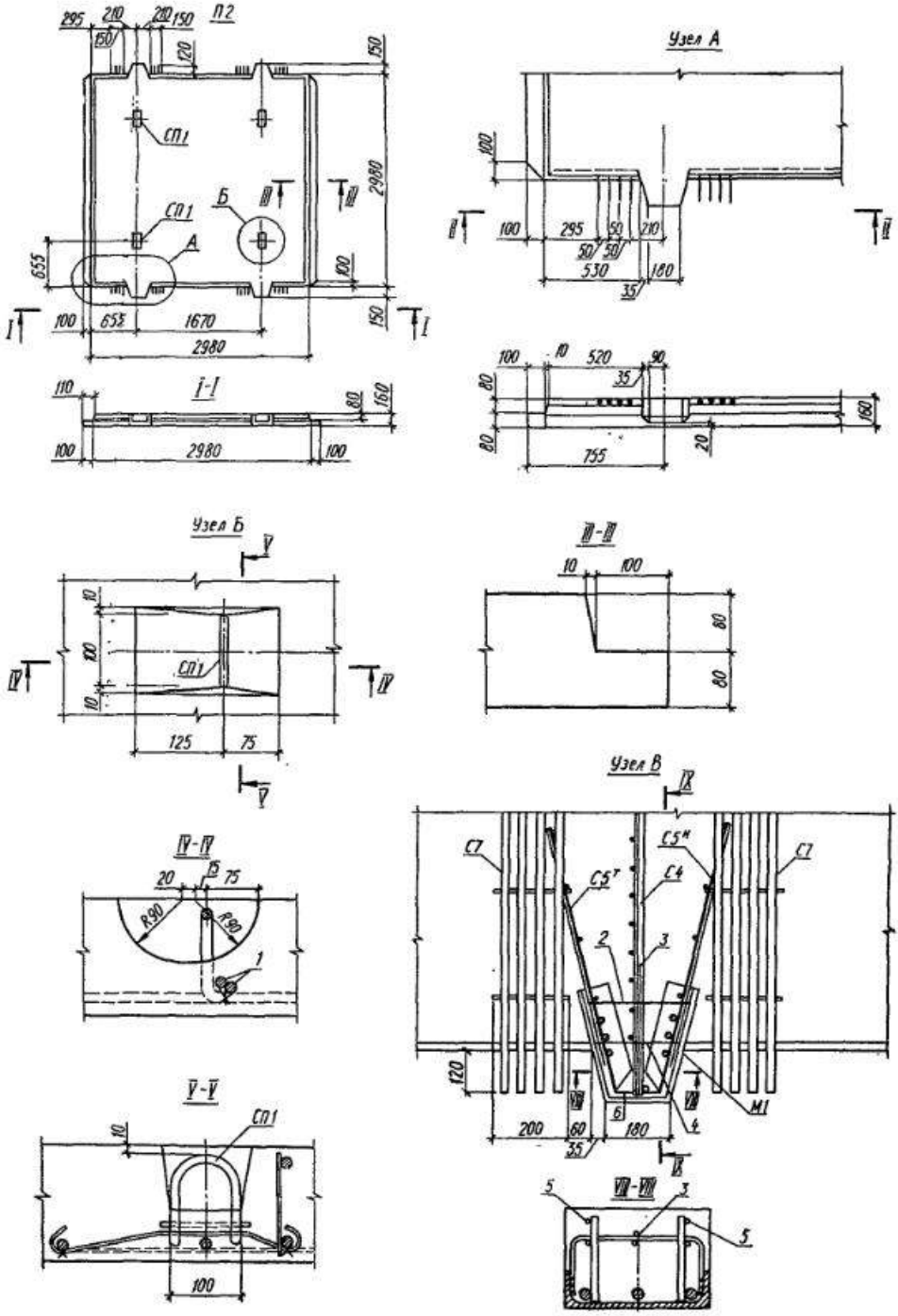


Рис. 7.24. Капитель:

а — опалубочные размеры сечения, схема армирования и закладные детали; *б* — арматурные изделия.


К1, К2
15
14
16
2600
VIII-VIII
IX-IX
4*50=200
X-X
К3
С1
М2
920
К5
С4
1470
XII-XII
С5
В рабочем положении
Линии сгиба
17
шаг 100
18
1200
С6
R20
2980
М1
XI-XI
ГОСТ 19293-73-Н 4-10-70
С2
С3
19,20
200


С1
22
23
21
300
65
80
740
70
25
25
80
920
1050
С3
4×200=800
110
200
20
20
160
160
520
24
25
Линия сгиба
110
100
200
200
100
20
В рабочем положении
26
27
28
29
100
1
6
С2
7×150=1050
225
150
650
275
175
175
25
25
30
31
32
33
34
35
Линия сгиба
110
В рабочем положении
30
32
33
34
2
3
350
С4
12×200=2400
30
240
200
36
37
38
39
40
41
65
800
42
43
44
45
46
47
40
5×200=1000
1070
200
30
СП1
240
48
49
60
100
120
R20
40
48
72
36
248
36
б
поз. 47
210
115
3
7
10
1
140
170
поз. 5, 6
30
50
240
1680
240
5
350
1460
350
6


П2
СП1
Б
А
I-I
Узел А
Узел Б
III-III
IV-IV
V-V
Узел В
VI-VI
VII-VII
2980
1670
655
295
210
280
150
120
530
520
755
125
75
200
180
M1
C7
C5ᴵᴵ
C5ᴵ
C4

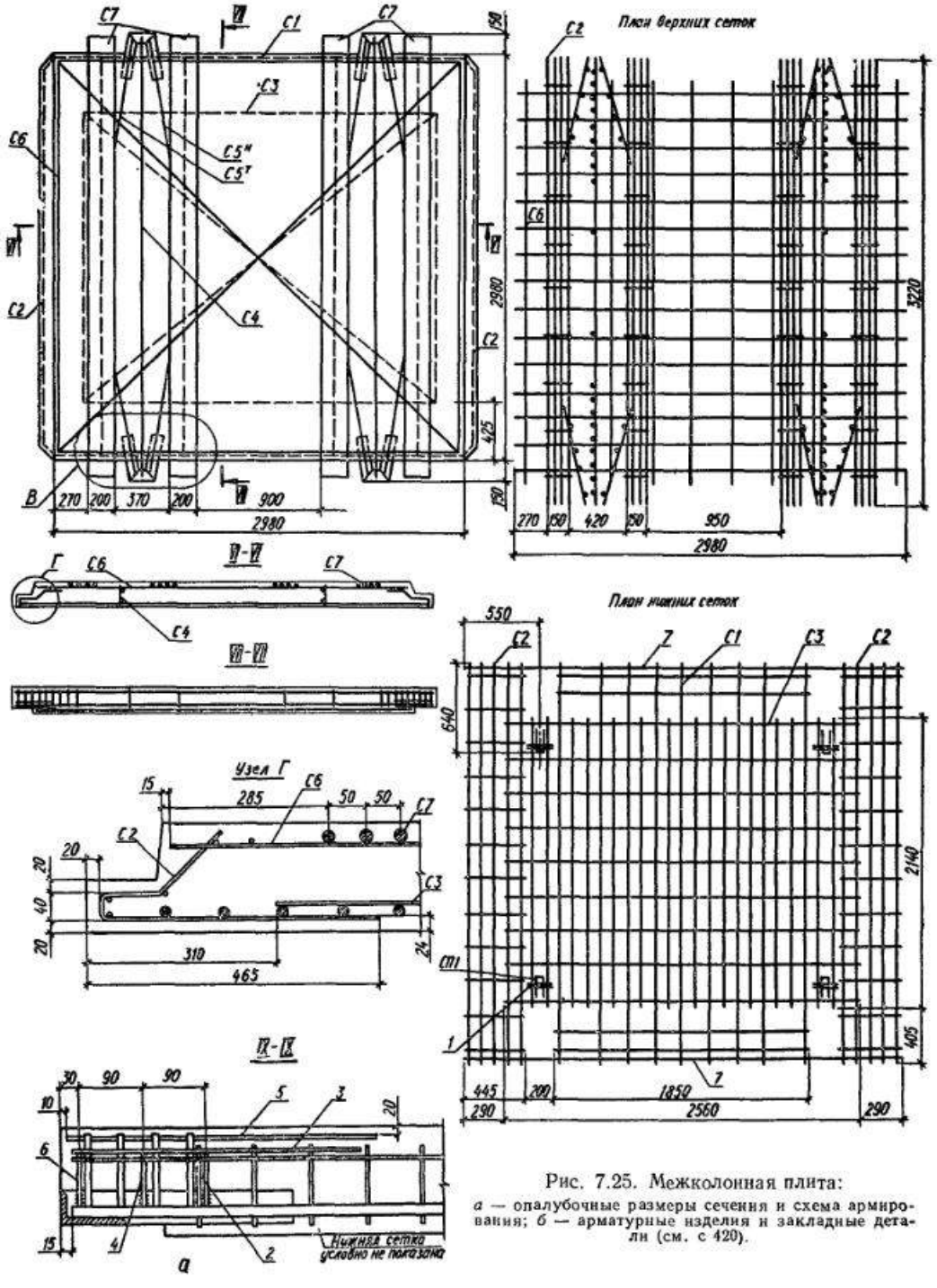
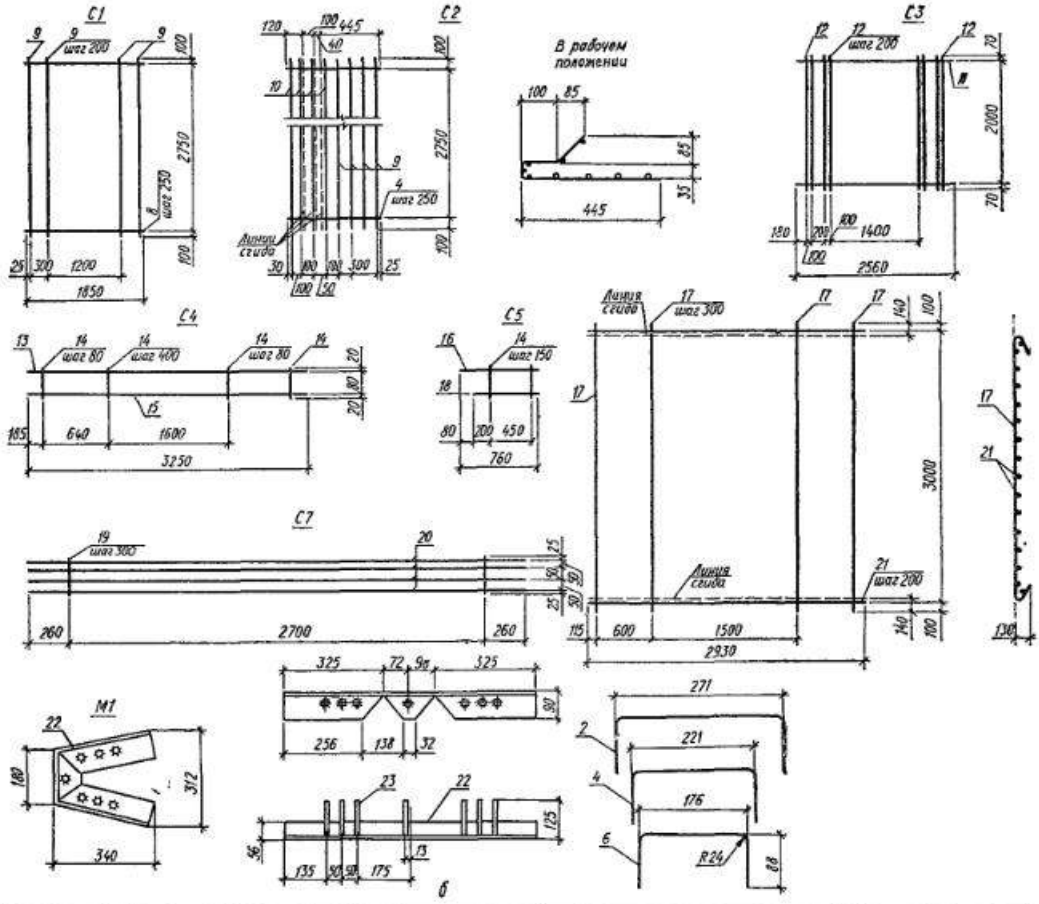


Рис. 7.25. Межколонная плита:

а — опалубочные размеры сечения и схема армирования; *б* — арматурные изделия и закладные детали (см. с 420).



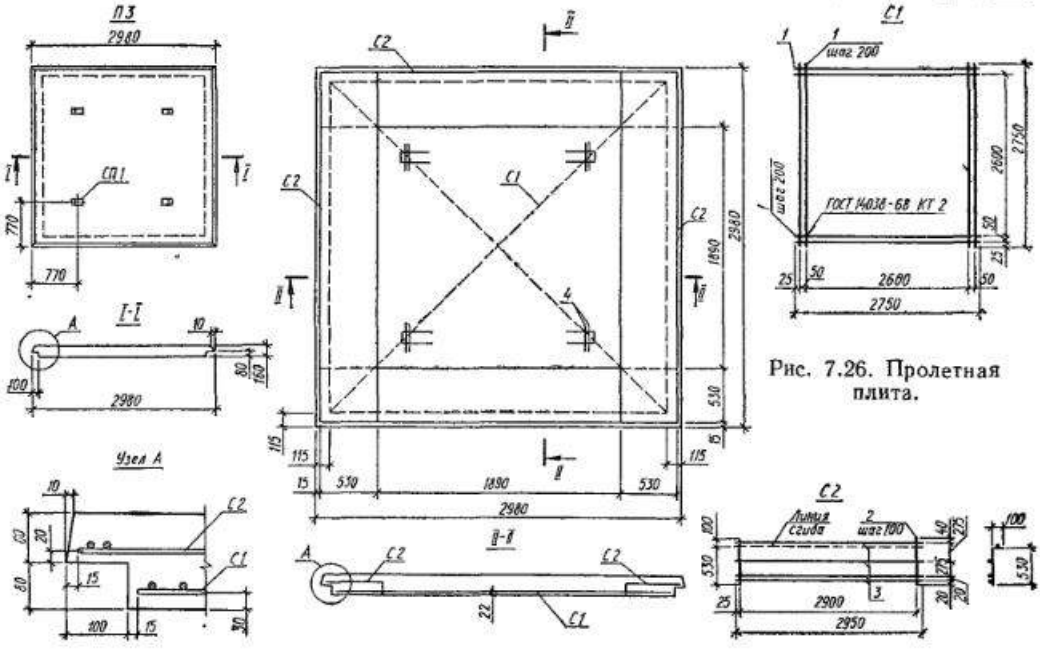


Рис. 7.26. Пролетная плита.

Предварительно напряженная ребристая плита покрытия

Данные для проектирования. Требуется выполнить расчет и конструирование сборной железобетонной предварительно напряженной ребристой плиты покрытия (рис. 8.1) размером 3 × 12 м для отапливаемого многопролетного производственного здания с фонарями. Здание возводят в районе III по нормированию снегового покрова. Влажностный режим в здании нормальный, среда не агрессивная. По степени ответственности здание относится к классу II. Для изготовления плиты предусматривают бетон класса *B*30.

Принято армирование плиты — сварной рулонной сеткой, поперечных ребер — плоскими сварными сетками, продольных ребер — плоскими сварными сетками и предварительно напряженными стержнями. Натяжение арматуры предусматривают механическим способом на упоры форм. Обжатие бетона осуществляют при передаточной прочности, составляющей 70 % проектной.

Напрягаемую арматуру принимают из горячекатаной арматурной стали класса A-V. Рулонная сетка полки и плоские сетки продольных ребер — из арматурной проволоки класса Bp-I, плоские сетки поперечных ребер — из той же проволоки и из горячекатаной арматурной стали класса A-III. Петли для подъема плиты — из арматурной стали класса A-I.

К трещиностойкости плиты покрытия предъявляют требования 3-й категории.

Расчетные характеристики материалов: бетона класса *B*30, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении — $R_b = 17$ МПа; $R_{bt} = 1{,}2$ МПа; $R_{b,ser} = 22$ МПа; $R_{bt,ser} = 1{,}8$ МПа; $E_b = 30\,000$ МПа; арматуры класса A-V — $R_s = 680$ МПа; $R_{sc} = 400$ МПа; $R_{s,ser} = 785$ МПа; $E_s = 190\,000$ МПа; $\alpha_s = 6{,}33$; арматуры класса A-III — $R_s = R_{sc} = 365$ МПа; $E_s = 200\,000$ МПа; арматуры класса Bp-I диаметром 3 мм — $R_s = R_{sc} = 375$ МПа; $R_{sw} = 300$ МПа; то же, диаметром 4 мм — $R_s = R_{sc} = 370$ МПа; $R_{sw} = 295$ МПа; то же, диаметром 5 мм — $R_s = R_{sc} = 360$ МПа; $R_{sw} = 290$ МПа; то же, при любом диаметре — $E_s = 170\,000$ МПа; $\alpha_s = 5{,}67$; арматуры класса A-I — $R_s = 225$ МПа.

Определение нагрузок. Плита расположена у фонаря. Постоянная нагрузка на нее состоит из веса водотеплоизоляционного ковра и веса плиты.

Временную нагрузку на плиту создает вес снегового покрова. Для плиты, расположенной у фонаря, величину снеговой нагрузки определяют в соответствии с требованиями главы СНиП II-6-74. По табл. 4 этой главы находят $p_0 = 1{,}0$ кПа, а по табл. 5 при $L = 24$ м, $a = 12$ м и $s_c = h_c = 4{,}43$ м $< b = 6$ м вычисляют коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на плиту — $C_3 = 1 + 0{,}6a/s_c = 1 + 0{,}6 \cdot 12 : 4{,}43 = 2{,}63 > 2{,}5$; принимают $C_3 = 2{,}5$. Тогда нормативное значение снеговой нагрузки $p_n = p_0 C_3 = 1{,}0 \cdot 2{,}5 = 2{,}5$ кПа; длительная ее часть $p_{ln} = 0{,}3p_n = 0{,}3 \cdot 2{,}5 = 0{,}75$ кПа.

Нагрузки на 1 м² поверхности плиты покрытия приведены в табл. 8.1. Все расчетные нагрузки определены с учетом коэффициента надежности по назначению конструкций $\gamma_n = 0{,}95$.

Расчет полки плиты. Полка представляет собой однорядную многопролетную плиту, обрамленную ребрами. Средние пролеты

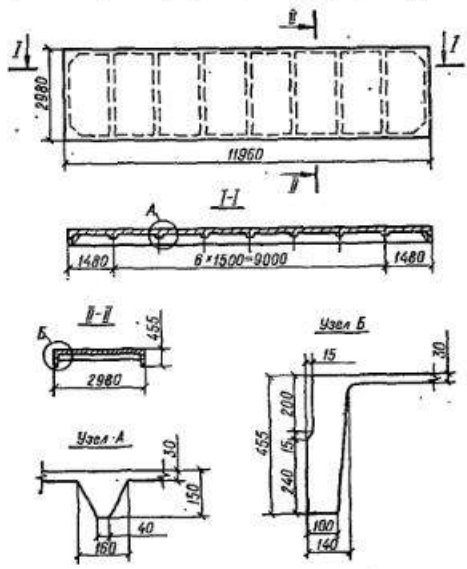


Рис. 8.1. Плита покрытия (опалубочные размеры).

рассматривают как плиты, защемленные по всему контуру, крайние — как плиты, защемленные по трем сторонам и свободно опертые на торцевые ребра. Полку армируют одной сварной сеткой, расположенной посередине ее толщины так, чтобы для арматуры снизу защитный слой бетона был не менее 10 мм (рис. 8.2). Такая схема армирования обеспечивает одинаковую несущую способность как пролетных, так и опорных сечений полки по контурам полей. Пролеты в свету и их соотношения: для средних пролетов $l_1 = 1{,}41$ м; $l_2 = 2{,}71$ м; $l_2/l_1 = 2{,}71 : 1{,}41 = 1{,}92$; для крайних пролетов $l_1 = 1{,}285$ м; $l_2 = 2{,}71$ м; $l_2/l_1 = 2{,}71 : 1{,}285 = 2{,}11$.

Расчетная нагрузка на полку, равномерно распределенная по поверхности, состоит из веса водотеплоизоляционного ковра, неса полки и снеговой нагрузки: $q = 0{,}124 + 0{,}445 + 0{,}494 + 0{,}062 + 0{,}03 \cdot 25 \cdot 0{,}95 \cdot 1{,}1 + 3{,}325 = 5{,}234$ кПа.

Действие сосредоточенной нагрузки от веса рабочего с инструментом при отсутствии снеговой нагрузки не учитывают, так как при такой схеме нагружения и заданных разме-

Таблица 8.1. Нагрузки на плиту

Вид нагрузки	Нагрузка, кПа		Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка при $\gamma_f > 1$, кПа
	нормативная	расчетная при $\gamma_f = 1$		
Постоянная	2,617	2,487	—	2,910
в том числе водоизоляционный ковер	0,1	0,095	1,3	0,124
асфальтовая стяжка ($\gamma = 18$ кН/м³, $t = 200$ мм)	0,36	0,342	1,3	0,445
минераловатный плитный утеплитель ($\gamma = 4{,}0$ кН/м³, $t = 100$ мм)	0,4	0,38	1,3	0,494
пароизоляция	0,05	0,048	1,3	0,062
вес плиты	1,69	1,606	1,1	1,767
швы замоноличивания	0,017	0,016	1,1	0,018
Временная				
снеговая нагрузка	2,5	2,375	1,4	3,325
в том числе длительная	0,75	0,713	1,4	0,998
кратковременная	1,75	1,663	1,4	2,328
Полная	5,117	4,862	—	6,235
в том числе продолжительно действующая	3,367	3,20	—	3,908
кратковременная	1,75	1,663	—	2,328

рах плиты возникают заведомо меньшие изгибающие моменты.

ΔA_{s1} и ΔA_{s2} — площадь сечения арматуры, приходящейся на 1 м ширины полки соответственно в направлениях l_1 и l_2. В соответствии с табл. 6.23 $\Delta A_{s2}/\Delta A_{s1} = 0{,}35$. Назначают диаметры стержней арматуры: в продольном направлении $d_1 = 4$ мм, в поперечном $d_2 = 3$ мм. Тогда значения рабочей высоты сече-

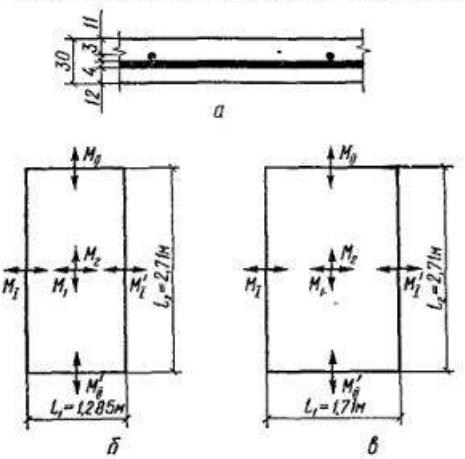


Рис. 8.2. К расчету полки плиты:

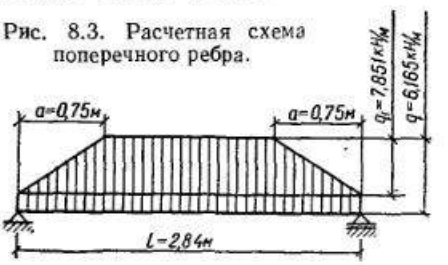
а — положение арматуры в сечении; *б* — обозначения моментов в крайнем пролете; *в* — то же, в среднем.

ния полки равны (см. рис. 8.2): $h_{01} = 1{,}6$ см; $h_{02} = 1{,}25$ см; $h_{01} = 1{,}4$ см; $h_{01I} = 1{,}75$ см. Приняв плечо внутренней пары $z = 0{,}95\,h_0$, получают: $z_1 = 1{,}52$ см; $z_2 = 1{,}19$ см; $z_I = 1{,}33$ см; $z_{II} = 1{,}66$ см.

Изгибающие моменты в полке определяют с учетом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций из уравнения (6.127). Значения опорных и пролетных моментов (см. рис. 8.2) вычисляют по формулам (6.128). Для среднего пролета $M_1 = 370 \times \times 0{,}0152\ \Delta A_{s1} = 5{,}624\ \Delta A_{s1}$; $M_2 = 375 \times \times 0{,}0119 \cdot 0{,}35 \Delta A_{s1} = 1{,}562 \Delta A_{s1}$; $M_I = M_I' = 370 \cdot 0{,}014 \Delta A_{s1} = 5{,}18 \Delta A_{s1}$; $M_{II} = M_{II}' = 375 \cdot 0{,}0166 \cdot 0{,}35 \Delta A_{s1} = 2{,}179 \Delta A_{s1}$.

Для крайнего пролета моменты имеют такие же значения, за исключением $M_I = 0$ (свободная опора). Уменьшая значения мо-

Рис. 8.3. Расчетная схема поперечного ребра.



ментов в результате влияния распора для средних пролетов на 20 %, а для крайних на 10, из уравнения (6.127) определяют требуемую площадь сечения арматуры.

Для среднего пролета: $0{,}8 \cdot 0{,}005234 \times \times 1{,}41^2\ (3 \cdot 2{,}71 - 1{,}41) : 12 = [(2 \cdot 5{,}624 + + 2 \cdot 5{,}18)\ 2{,}71 + (2 \cdot 1{,}562 + 2 \times \times 2{,}179)\ 1{,}41] \cdot \Delta A_{s1}$, откуда $\Delta A_{s1} = = 0{,}000067$ м² $= 0{,}67$ см²; $\Delta A_{s2} = 0{,}35 \cdot 0{,}67 = = 0{,}24$ см².

Для крайнего пролета: $0{,}9 \cdot 0{,}005234 \times \times 1{,}285^2\ (3 \cdot 2{,}71 - 1{,}285) : 12 = [(2 \times \times 5{,}624 + 5{,}18 + 0)\ 2{,}71 + (2 \cdot 1{,}562 + 2 \times \times 2{,}179)\ 1{,}285] \Delta A_{s1}$, откуда $\Delta A_{s1} = = 0{,}000082$м² $= 0{,}82$ см²; $\Delta A_{s2} = 0{,}35 \cdot 0{,}82 = = 0{,}29$ см².

Армирование полки подбирают по бо́льшим площадям, принимая в продольном направлении стержни диаметром 4 мм с шагом 150 мм ($\Delta A_{s1} = 0{,}84$ см^2), в поперечном — стержни диаметром 3 мм с шагом 200 мм ($\Delta A_{s2} = 0{,}35$ см^2).

Расчет поперечных ребер. Армирование крайних и промежуточных поперечных ребер высотой 150 мм принято одинаковым, поэтому расчет выполняют только для более нагруженных промежуточных ребер. По конструктивным соображениям (без расчета) среднее поперечное ребро предусматривают высотой 250 мм с удвоенным количеством арматуры для увеличения пространственной жесткости плиты.

Определение нагрузок и усилий. Расчетная схема ребра показана на рис. 8.3. Величина расчетного пролета принята равной расстоянию между осями продольных ребер $l = 2{,}84$ м.

Расчетная нагрузка на ребро состоит из нагрузки от полки плиты, собранной с грузовой площади шириной 1,5 м, и из веса поперечного ребра.

Нагрузка от веса ребра $g_d = 0{,}5\,(0{,}16 + 0{,}04)\,(0{,}15 - 0{,}03) \cdot 1 \cdot 25 \cdot 0{,}95 \cdot 1{,}1 = 0{,}314$ кН/м.

Нагрузка, собранная с грузовой площади $q_1 = 1{,}5 \cdot 5{,}234 = 7{,}851$ кН/м.

Общая нагрузка на ребро $q = g_d + q_1 = 0{,}314 + 7{,}851 = 8{,}165$ кН/м.

Изгибающий момент в середине пролета

$$M = \frac{ql^2}{8} - \frac{q_1 a^2}{6} = 8{,}165 \cdot 2{,}84^2 : 8 - 7{,}851 \times 0{,}75^2 : 6 = 7{,}50 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечная сила на опоре $Q = 0{,}5\,(ql - q_1 a) = 0{,}5\,(8{,}165 \cdot 2{,}84 - 7{,}851 \cdot 0{,}75) = 8{,}65$ кН.

Подбор сечения арматуры. Поперечное сечение ребра показано на рис. 8.1 (узел А). Ребро армируют одной плоской сварной сеткой. Рабочая арматура из стали А-III, остальная — из проволоки класса Вр-I.

Учитываемая в расчете ширина полки при $h_f' = 3$ см $> 0{,}1h = 1{,}5$ см: $b_f' = b + 2l/6 = 0{,}16 + 2 \cdot 2{,}84 : 6 = 1{,}107$ м; $h_f' = 0{,}03$ м. Средняя ширина ребра $b = 0{,}5\,(0{,}16 + 0{,}04) = 0{,}1$ м. Приняв $a = 2{,}5$ см, получают рабочую высоту ребра $h_0 = 12{,}5$ см $= 0{,}125$ м.

Поскольку нагрузки малой суммарной продолжительности отсутствуют, принимают $\gamma_{b2} = 0{,}9$ (см. табл. 1.19). Тогда $R_b = 0{,}9 \cdot 17 = 15{,}3$ МПа; $R_{bt} = 1{,}08$ МПа.

По формулам (3.18), (3.17) и (3.25)

$$\omega = 0{,}85 - 0{,}008 \cdot 15{,}3 = 0{,}7276;$$

$$\xi_R = \frac{0{,}7276}{1 + \dfrac{365}{500}\left(1 - \dfrac{0{,}7276}{1{,}1}\right)} = 0{,}583;$$

$$B_R = 0{,}583\,(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}583) = 0{,}413.$$

Определяют положение границы сжатой зоны из условия (3.52). Так как $M_f' = 15{,}3 \times 1{,}107 \cdot 0{,}03\,(0{,}125 - 0{,}5 \cdot 0{,}03) + 0 + 0 = 0{,}0559$ МН $\cdot$ м $> M = 0{,}0075$ МН $\cdot$ м, граница сжатой зоны проходит в полке. Площадь сечения растянутой арматуры вычисляют как для прямоугольного сечения шириной $b = b_f' = 1{,}107$ м.

$$B_0 = \frac{0{,}0075}{15{,}3 \cdot 1{,}107 \cdot 0{,}125^2} = 0{,}028 < B_R = 0{,}413; \quad v = 0{,}986;$$

$$A_s = \frac{0{,}0075}{365 \cdot 0{,}986 \cdot 0{,}125} = 0{,}000167 \text{ м}^2 = 1{,}67 \text{ см}^2.$$

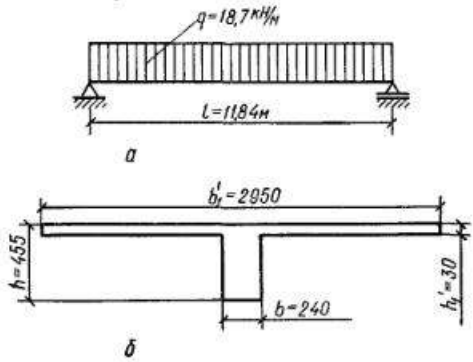


Рис. 8.4. К расчету плиты в стадии эксплуатации:

а — расчетная схема плиты; *б* — эквивалентное поперечное сечение

Принимают 1⌀16AIII; $A_s = 2{,}01$ см^2.

Проверяют необходимость постановки расчетной поперечной арматуры по условию (3.276). При отсутствии продольных сил $\varphi_n = 0$, принимая $c = 0{,}25l = 0{,}25 \cdot 2{,}84 = 0{,}71$ м, получают $Q_{b,u} = 1{,}5\,(1 + 0)\,1{,}08 \times 0{,}1 \cdot 0{,}125^2 : 0{,}71 = 0{,}0036$ МН $< \varphi_{b3} \times (1 + \varphi_n)\,R_{bt} b h_0 = 0{,}6\,(1 + 0)\,1{,}08 \times 0{,}1 \times 0{,}125 = 0{,}0081$ МН.

Принимают $Q_{b,u} = 0{,}0081$ МН и проверяют условие (3.276). Поскольку $Q = 0{,}00865$ МН $> Q_{b,u} = 0{,}0081$ МН, поперечная арматура по расчету не нужна и ее назначают в соответствии с конструктивными требованиями.

Расчет плиты по прочности в стадии эксплуатации. *Определение расчетных усилий.* Расчетная схема плиты показана на рис. 8.4, *а*. Величину расчетного пролета принимают из условия, что оси опор находятся на расстоянии 6 см от торцов плиты: $l = 11{,}96 - 2 \times 0{,}06 = 11{,}84$ м. Расчетная нагрузка на 1 м плиты (см. табл. 8.1): $q = 6{,}235 \cdot 3 = 18{,}7$кН/м.

Изгибающий момент в середине пролета $M = 18{,}7 \times 11{,}84^2 : 8 = 327{,}7$ кН $\cdot$ м. Поперечная сила на опоре $Q = 0{,}5 \cdot 18{,}7 \times 11{,}84 = 110{,}7$ кН.

Расчет прочности нормальных сечений. Действительное П-образное сечение плиты приводят к эквивалентному тавровому (рис. 8.4, *б*). Средняя ширина ребра $b = 0{,}5\,(14 + 10) 2 = 24$ см. В расчет вводят всю ширину полки, так как $b_f' = 2{,}95$ м $< b + 2l/6 = 0{,}24 +$

$+ 2 \cdot 11{,}84 : 6 = 4{,}187$ м; $h_f' = 0{,}03$ м. Принимая $a = 4{,}5$ см, находят рабочую высоту сечения $h_0 = 0{,}455 - 0{,}045 = 0{,}41$ м.

Проверяют условие (3.259), обеспечивающее прочность бетона стенки по сжатой полосе между наклонными трещинами. Принимая ориентировочно коэффициент поперечного армирования $\mu_w = 0{,}001$, по формулам (3.260) и (3.262) получают $\varphi_{w1} = 1 + 5 \cdot 5{,}67 \cdot 0{,}001 = 1{,}03$; $\varphi_{b1} = 1 - 0{,}01 \cdot 15{,}3 = 0{,}847$. Тогда $0{,}25\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b bh_0 = 0{,}25 \cdot 1{,}03 \times 0{,}847 \times 15{,}3 \cdot 0{,}24 \cdot 0{,}41 = 0{,}3284$ МН. Так как $0{,}3284$ МН $> Q = 0{,}1104$ МН, условие (3.259) выполняется, т. е. размеры поперечного сечения плиты достаточны.

Ориентировочно принимают величину предварительного напряжения арматуры с учетом всех потерь $\sigma_{sp} = 450$ МПа. С учетом этого, по формулам (3.17) и (3.25) получают

$$\xi_R = \frac{0{,}7276}{1 + \dfrac{680 + 400 - 450}{500}\left(1 - \dfrac{0{,}7276}{1{,}1}\right)} = 0{,}51;$$

$$B_R = 0{,}51\,(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}51) = 0{,}38.$$

Из условия (3.52) $M_f' = 15{,}3 \cdot 2{,}95 \cdot 0{,}03 \times (0{,}41 - 0{,}5 \cdot 0{,}03) = 0{,}535$ МН $\cdot$ м $> M = 0{,}3277$ МН $\cdot$ м.

Следовательно, граница сжатой зоны проходит в полке и сечение рассчитывают как прямоугольное шириной $b = b_f' = 2{,}95$ м. Площадь сечения предварительно напряженной арматуры в продольных ребрах определяют без учета ненапрягаемой арматуры. По формуле (3.29)

$$B_0 = \frac{0{,}3277}{15{,}3 \cdot 2{,}95 \cdot 0{,}41^2} = 0{,}043 < B_R = 0{,}38.$$

Сжатая арматура по расчету не нужна. По табл. 3.5 $\xi = 0{,}044$ и $v = 0{,}978$.

Определяют коэффициент условий работы арматуры γ_{s6}. По формуле (3.21) $\gamma_{s6} = 2 \times 1{,}15 - 1 - 2\,(1{,}15 - 1) \times 0{,}044 : 0{,}51 = 1{,}27 > \eta = 1{,}15$. Принимают $\gamma_{s6} = 1{,}15$.

По формуле (3.30) определяют площадь сечения предварительно напряженной арматуры продольных ребер

$$A_{sp} = \frac{0{,}3277 - 0}{1{,}15 \cdot 680 \cdot 0{,}978 \cdot 0{,}41} = 0{,}001005 \text{ м}^2 = 10{,}05 \text{ см}^2.$$

Принимают $2\varnothing 28$AV, $A_{sp} = 12{,}32$ см^2.

Расчет прочности наклонных сечений. Необходимость постановки расчетной поперечной арматуры проверяют из условия (3.276), обеспечивающего прочность плиты без развития наклонных трещин, т. е. при отсутствии поперечной арматуры. Усилие предварительного напряжения, с учетом $\gamma_{sp} = 0{,}9$, равно $P_0 = 0{,}9 \cdot 450 \cdot 0{,}001232 = 0{,}5$ МН. По формуле (3.273) вычисляют коэффициент φ_n, учитывающий влияние продольной силы на прочность наклонного сечения

$$\varphi_n = \frac{0{,}1 \cdot 0{,}5}{1{,}08 \cdot 0{,}24 \cdot 0{,}41} = 0{,}47 < 0{,}5.$$

Определяют величину $Q_{b,u}$, принимая $c = 0{,}25l = 0{,}25 \cdot 11{,}84 = 2{,}96$ м. Так как $Q_{b,u} = 1{,}5\ (1 + 0{,}47)\ 1{,}08 \cdot 0{,}24 \cdot 0{,}41^2 : 2{,}96 = 0{,}0325$ МН $< \varphi_{b3}\,(1 + \varphi_n)\ R_{bt}bh_0 = 0{,}6\ (1 + 0{,}47)\ 1{,}08 \cdot 0{,}24 \cdot 0{,}41 = 0{,}0937$ МН, принимают $Q_{b,u} = 0{,}0937$ МН и проверяют условие (3.276). Так как $Q = 0{,}1107$ МН $> Q_{b,u} = 0{,}0937$ МН, необходим расчет поперечной арматуры.

Вычисляют величину поперечной силы Q_b, воспринимаемой бетоном сжатой зоны. Так как при $b_f' = b + 3h_f' = 0{,}24 + 3 \cdot 0{,}03 = 0{,}33$ м по формуле (3.272)

$$\varphi_f = \frac{0{,}75\,(0{,}33 - 0{,}24)}{0{,}24 \cdot 0{,}41} = 0{,}686 > 0{,}5,$$

принимают $\varphi_f = 0{,}5$.

Из условия $c_b \leqslant h_0 \dfrac{\varphi_{b2}\,(1 + \varphi_f + \varphi_n)}{\varphi_{b3}\,(1 + \varphi_n)}$:

$$c_b = 0{,}41 \frac{2\,(1 + 0{,}5 + 0{,}47)}{0{,}6\,(1 + 0{,}47)} = 1{,}83 \text{ м} < 0{,}25l = 2{,}96 \text{ м}.$$

При $c = c_b = 1{,}83$ м по формуле (3.275)

$$Q_b = 2\,(1 + 0{,}5 + 0{,}47)\ 1{,}08 \cdot 0{,}24 \times 0{,}41^2 : 1{,}83 = 0{,}0938 \text{ МН}.$$

По формуле (3.280) определяют интенсивность поперечного армирования у опор плиты и проверяют условие (3.278). Так как $q_{w1} = \dfrac{(0{,}1107 - 0{,}0938)^2}{0{,}0938 \cdot 1{,}83} = 0{,}00166$ МН/м $< 0{,}5R_{bt}b = 0{,}5 \cdot 1{,}08 \cdot 0{,}24 = 0{,}1296$ МН/м, т. е. указанное условие не выполняется, принимают $q_{w1} = 0{,}1296$ МН/м.

По формуле (3.270) определяют длину проекции опасного наклонного сечения $c_0 = 0{,}41\sqrt{2\,(1 + 0{,}5 + 0{,}47)\ 1{,}08 \cdot 0{,}24 : 0{,}1296} = 1{,}15$ м $> 2h_0 = 0{,}82$ м.

По формуле (3.265) при $c = 0{,}82$ м уточняют величину q_{w1}. Так как $q_{w1} = (0{,}1107 - 0{,}0938) : 0{,}82 = 0{,}0206$ МН/м $< 0{,}5R_{bt}b = 0{,}1296$ МН/м, окончательно принимают $q_{w1} = 0{,}1296$ МН/м.

По формуле (3.279) максимальный шаг поперечных стержней $s_{w,\max} = 0{,}75 \cdot 2\,(1 + 0{,}5 + 0{,}47)\ 1{,}08 \cdot 0{,}24 \cdot 0{,}41^2 : 0{,}1107 = 1{,}163$ м.

По конструктивным соображениям на приопорных участках назначают $s_{w1} = 0{,}15$ м, так как при $h = 455$ мм > 450 мм $s_w \leqslant \dfrac{h}{3}$.

Требуемую площадь сечения поперечных стержней из арматуры класса Вр-I диаметром 5 мм определяют по формуле (3.266) $A_w = 0{,}1296 \cdot 0{,}15 : 290 = 0{,}000067$ м$^2 = 0{,}67$ см^2. Этой площади сечения соответствует

4 ⌀ 5 BpI ($A_w = 0{,}785$ см^2). Уменьшают шаг поперечных стержней, приняв $s_{w1} = 0{,}08$ м, тогда $A_w = 0{,}1296 \cdot 0{,}08 : 290 = 0{,}0000358$ м^2 $= 0{,}358$ см^2. Принимают 2 ⌀ 5 BpI ($A_w = 0{,}393$ см^2) с шагом 80 мм.

Далее выясняют, на каком расстоянии от опоры и как может быть увеличен шаг поперечных стержней. Предполагают, что на каком-то расстоянии от опоры он может быть принят $s_{w2} = 0{,}15$ м, а в пролете (в соответствии с конструктивными требованиями) $s_{w3} = 0{,}3$ м. Интенсивность поперечных стержней 2 ⌀ 5 BpI на этих участках определяют по формуле (3.266). Так как $q_{w2} = 290 \times 0{,}0000393 : 0{,}15 = 0{,}076$ МН/м $< 0{,}5 R_{bt} b = 0{,}1296$ МН/м; $q_{w3} = 290 \times 0{,}0000393 : 0{,}3 = 0{,}038$ МН/м $< 0{,}1296$ МН/м, обе интенсивности не удовлетворяют условию (3.278).

Длина участка l_1 с шагом $s_{w1} = 0{,}08$ м: $l_1 = (Q - Q_{b,u})/q = (0{,}1107 - 0{,}0937) : 0{,}0187 = 0{,}91$ м. Принимают $l_1 = 0{,}96$ м и определяют величину поперечной силы в конце участка l_1: $Q_1 = Q - ql_1 = 0{,}1107 - 0{,}0187 \cdot 0{,}96 = 0{,}0927$ МН.

Длина участка l_2 с шагом $s_{w2} = 0{,}15$ м: $l_2 = (Q_1 - Q_{b,u})/q = (0{,}0927 - 0{,}0937) : 0{,}0187 = -0{,}05$ м < 0. Принимают $l_2 = 0{,}25l - l_1 = 2{,}96 - 0{,}96 = 2$ м.

Длина участка (в средней части плиты) с шагом s_{w3}: $l_3 = l - 2(l_1 + l_2) = 11{,}84 - 2(0{,}96 + 2{,}0) = 5{,}92$ м.

Наклонное сечение на действие изгибающего момента не рассчитывают, так как надежная анкеровка продольных стержней обеспечивается конструктивными мероприятиями.

Определение геометрических характеристик поперечного сечения плиты. Используют эквивалентное сечение (см. рис. 8.4, *б*) с учетом принятого количества напрягаемой арматуры и продольных стержней сетки, расположенной в полке.

Площадь приведенного сечения $A_{red} = (2{,}95 - 0{,}24)\, 0{,}03 + 0{,}24 \cdot 0{,}455 + 6{,}33 \times 0{,}001232 + 5{,}67 \cdot 0{,}0000879 \cdot 3 = 0{,}0813 + 0{,}1092 + 0{,}0078 + 0{,}0015 = 0{,}1998$ м^2. Статический момент этой площади относительно нижней грани $S_{red} = 0{,}0813 \cdot (0{,}455 - 0{,}015) + 0{,}1092 \cdot 0{,}2275 + 0{,}0078 \times 0{,}045 + 0{,}0015 \cdot (0{,}455 - 0{,}016) = 0{,}061625$ м^3. Расстояния от центра тяжести приведенного сечения до нижней и верхней граней $y_{red} = 0{,}061625 : 0{,}1998 = 0{,}308$ м; $h - y_{red} = 0{,}455 - 0{,}308 = 0{,}147$ м. Расстояния от центра тяжести приведенного сечения до центров тяжести сечений арматуры A_{sp} и A'_s: $y_{sp} = 0{,}308 - 0{,}045 = 0{,}263$ м; $y_s = 0{,}455 - 0{,}308 - 0{,}016 = 0{,}131$ м.

Момент инерции приведенного сечения плиты относительно ее центра тяжести $I_{red} = (2{,}95 - 0{,}24) \cdot 0{,}03^3 : 12 + 0{,}0813 \times (0{,}147 - 0{,}015)^2 + 0{,}24 \cdot 0{,}455^3 : 12 + 0{,}1092\ (0{,}308 - 0{,}2275)^2 + 0{,}0078 \times 0{,}263^2 + 0{,}0015 \cdot 0{,}131^2 = 0{,}0045795$ м^4. Момент сопротивления приведенного сечения плиты для нижней грани $W_{red,b} = 0{,}0045795 : 0{,}308 = 0{,}01487$ м^3; то же, для верхней грани $W_{red,t} = 0{,}0045795 : 0{,}147 = 0{,}03115$ м^3.

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней ядровой точки $a_{n,t} = 0{,}01487 : 0{,}1998 = 0{,}074$ м; то же, до нижней ядровой точки $a_{n,b} = 0{,}03115 : 0{,}1998 = 0{,}156$ м.

Далее вычисляют моменты сопротивления приведенного сечения плиты с учетом неупругих деформаций растянутого бетона. Если растянутая зона расположена внизу сечения, положение нулевой линии определяют по формуле (4.15) $(2{,}95 - 0{,}24)\, 0{,}03\ (x - 0{,}015) + 0{,}5 \cdot 0{,}24\, x^2 + 0{,}0015\ (x - 0{,}016) - 0{,}0078\ (0{,}41 - x) = 0{,}5\ (0{,}455 - x) \times 0{,}24\ (0{,}455 - x)$, откуда $x = 0{,}147$ м; $h - x = 0{,}308$ м.

По формуле (4.14) при $I_{b0} = (2{,}95 - 0{,}24) \times 0{,}03^3 : 12 + (2{,}95 - 0{,}24)\, 0{,}03\ (0{,}147 - 0{,}015)^2 + 0{,}24 \cdot 0{,}147^3 : 3 = 0{,}001677$ м^4; $\alpha_s I_{s0} = 0{,}0078\ (0{,}308 - 0{,}045)^2 = 0{,}00054$ м^4; $\alpha_s I'_{s0} = 0{,}0015\ (0{,}147 - 0{,}016)^2 = 0{,}000026$ м^4 и $S_{bt} = 0{,}5 \cdot 0{,}24 \cdot 0{,}308^2 = 0{,}01184$ м^3 получают $W_{pl,b} = 2\ (0{,}001677 + 0{,}00054 + 0{,}000026) : 0{,}308 + 0{,}011384 = 0{,}02595$ м^3.

Аналогично поступают в случае, когда растянутая зона расположена вверху.

Положение нулевой линии: $0{,}5 \cdot 0{,}24\, x^2 + 0{,}0078 \cdot (x - 0{,}045) - 0{,}0015\ (0{,}455 - 0{,}016 - x) = 0{,}5\ (0{,}455 - x)\ [(2{,}95 - 0{,}24)\, 0{,}03 + 0{,}24\ (0{,}455 - x)]$, откуда $x = 0{,}279$ м; $h - x = 0{,}176$ м; $I_{b0} = 0{,}24 \times 0{,}279^3 : 3 = 0{,}0017374$ м^4; $\alpha_s I_{s0} = 0{,}0015\ (0{,}176 - 0{,}016)^2 = 0{,}0000384$ м^4; $\alpha_s I'_{s0} = 0{,}0078\ (0{,}279 - 0{,}045)^2 = 0{,}0004271$ м^4; $S_{bt} = (2{,}95 - 0{,}24)\, 0{,}03\ (0{,}176 - 0{,}015) + 0{,}5 \cdot 0{,}24 \cdot 0{,}176^2 = 0{,}01681$ м^3; $W_{pl,t} = 2\,(0{,}0017374 + 0{,}0000384 + 0{,}0004271) : 0{,}176 + 0{,}01681 = 0{,}04184$ м^3.

Предварительное напряжение арматуры и его потери. Назначают величину предварительного напряжения арматуры $\sigma_{sp} = 740$ МПа. Учитывая, что допустимое отклонение $\Delta\sigma_{sp}$ величины предварительного напряжения при механическом способе натяжения арматуры $\Delta\sigma_{sp} = 0{,}05 \cdot 740 = 37$ МПа, проверяют условия (2.5) и (2.6). Так как $\sigma_{sp} + \Delta\sigma_{sp} = 740 + 37 = 777$ МПа $< R_{s,ser} = 785$ МПа; $\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} = 740 - 37 = 703$ МПа $> 0{,}3\, R_{s,ser} = 03 \cdot 785 = 235{,}5$ МПа, потери предварительного напряжения арматуры определяют по табл. 2.4.

Потери от релаксации напряжений арматуры $\sigma_1 = 0{,}1 \times 740 - 20 = 54$ МПа. Потери от температурного перепада отсутствуют, так как арматура и форма нагреваются в одинаковой степени, т. е. $\sigma_2 = 0$. Потери от деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств, при $l = 13$ м и $\lambda = 1{,}25 + 0{,}15 \times 28 = 5{,}45$ мм; $\sigma_3 = 5{,}45 \cdot 190000 : 13\,000 = 80$ МПа. Трение арматуры при натяжении отсутствует, поэтому $\sigma_4 = 0$. Потери от деформации стальной формы в связи с от-

сутствием данных о технологии изготовления и конструкции формы принимают $\sigma_5 = 30$ МПа. Сумма всех этих потерь $\sigma_{loss} = 54 + 0 + 80 + 0 + 30 = 164$ МПа.

Предварительное напряжение арматуры перед обжатием бетона $\sigma_{sp} = 740 - 164 = 576$ МПа; усилие предварительного напряжения $P_0 = \sigma_{sp} A_{sp} = 576 \cdot 0{,}001232 = 0{,}71$ МН

Максимальный изгибающий момент от веса плиты $M_d = 1{,}606 \cdot 3 \cdot 11{,}84^2 : 8 = 84{,}43$ кН · м $= 0.08443$ МН · м.

Максимальные сжимающие напряжения бетона от действия силы P_0 определяют по формуле (2.13) при $M_d = 0$: $\sigma_{bp} = 0{,}71 : 0{,}1998 + 0{,}71 \cdot 0{,}263 \cdot 0{,}308 : 0{,}0045795 = 16{,}1$ МПа. Поскольку $R_{bp} = 0{,}7 \cdot 30 = 21$ МПа и $\sigma_{bp}/R_{bp} = 16{,}1 : 21 = 0{,}767 < 0{,}95$, напряжения в бетоне не превышают максимально допустимых (см. табл. 2.6).

Определяют потери от быстронатекающей ползучести бетона (см. табл. 2,4, поз. 6) Для этого вычисляют напряжения в бетоне на уровне центра тяжести сечения напрягаемой арматуры от действия силы P_0 и изгибающего момента от веса плиты

$$\sigma_{bp} = \frac{0{,}71}{0{,}1998} + \frac{0{,}71 \cdot 0{,}263}{0{,}0045795} 0{,}263 - \frac{0{,}08443}{0{,}0045795} 0{,}263 = 9{,}43 \text{ МПа}.$$

Так как $\sigma_{bp}/R_{bp} = 9{,}43 : 21 = 0{,}449 < \alpha = 0{,}75$, то $\sigma_6 = 0{,}85 \cdot 40 \cdot 0{,}449 = 15{,}3$ МПа. Следовательно, первые потери $\sigma_{loss} = 164 + 15{,}3 = 179{,}3$ МПа.

Напряжения в бетоне при обжатии на уровне центра тяжести сечения верхней (ненапрягаемой) арматуры $\sigma'_{bp} = \frac{0{,}71}{0{,}1998} - \frac{0{,}71 \cdot 0{,}263}{0{,}0045795} \times 0{,}131 + \frac{0{,}08\,443}{0{,}0045795} 0{,}131 = 0{,}63$ МПа.

Напряжения в верхней арматуре от быстронатекающей ползучести $\sigma'_s = 0{,}85 \cdot 40 \times 0{,}63 : 21 = 1{,}02$ МПа.

Усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь $P_{01} = (740 - 179{,}3)\, 0{,}001232 - 1{,}02 \cdot 0{,}000264 = 0{,}6905$ МН.

Потери от усадки бетона, подвергнутого тепловой обработке, $\sigma_8 = 0{,}85 \cdot 40 = 34$ МПа. Потери от ползучести бетона находят в зависимости от величины σ_{bp}/R_{bp}. Для предварительно напряженной арматуры $\sigma_{bp}/R_{bp} < \alpha$, поэтому $\sigma_9 = 0{,}85 \cdot 150 \cdot 0{,}449 = 57{,}25$ МПа. Суммарная величина потерь напряжений $\sigma_{loss} = 179{,}3 + 34 + 57{,}25 = 270{,}55$ МПа ≈ 271 МПа.

Напряжения в верхней (ненапрягаемой) арматуре от усадки бетона $\sigma'_s = \sigma_8 = 34$ МПа, от ползучести $\sigma'_s = 0{,}85 \cdot 150 \cdot 0{,}63 : 21 = 3{,}83$ МПа, суммарные (с учетом напряжений от быстронатекающей ползучести) $\sigma'_s = 1{,}02 + 34 + 3{,}83 = 38{,}85$ МПа ≈ 39 МПа.

Расчет плиты по образованию трещин. В соответствии с табл. 2.2 для конструкций, к трещиностойкости которых предъявляют требования 3-ей категории, расчет по образованию трещин выполняют для выявления необходимости проверки по раскрытию трещин и случая расчета по деформациям. При этом следует принимать коэффициент точности натяжения арматуры $\gamma_{sp} = 1$ и коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$.

Усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь $P_{02} = (740 - 271)\, 0{,}001232 - 39 \cdot 0{,}000264 = 0{,}5675$ МН. Эксцентриситет приложения усилия обжатия относительно центра тяжести приведенного сечения $e_{0p} = [(740 - 271) \times 0{,}001232 \cdot 0{,}263 + 39 \cdot 0{,}000264 \times 0{,}131] : 0{,}5675 = 0{,}27$ м.

Распределенная нагрузка на плиту при $\gamma_f = 1$ (см. табл. 8.1) $q = 4{,}862 \cdot 3 = 14{,}586$ кН/м $\approx 14{,}6$ кН/м. Изгибающий момент от этой нагрузки в середине пролета плиты $M = 14{,}6 \cdot 11{,}84^2 : 8 = 255{,}8$ кН · м.

По формулам (4.10) и (4.11) $\sigma_b = [0{,}5675 \times (0{,}074 + 0{,}156) + 2 \cdot 1{,}8 \cdot 0{,}01487] : 0{,}03115 = 5{,}91$ МПа; $\varphi = 1{,}6 - 5{,}91 : 22 = 1{,}33 > 1$. Принимают $\varphi = 1$, поэтому $r = a_{rt}$.

Проверяют условие (4.3). Так как $M_{crc} = 0{,}5675\, (0{,}27 + 0{,}074) + 1{,}8 \cdot 0{,}02595 = 0{,}242$ МН · м $= 242$ кН · м $< M = 255{,}8$ кН · м, в нормальных сечениях плиты образуются трещины и необходим расчет по их раскрытию. Расчет по деформациям следует выполнять с учетом наличия трещин в растянутой зоне.

Проверяют возможность образования верхних трещин. Усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь $P_{01} = 0{,}6905$ МН. Максимальный изгибающий момент при $\gamma_f = 1$ от веса плиты $M_d = 84{,}43$ кН · м.

Образование верхних трещин проверяют по условию (4.26). Так как $P_{01}\,(e_{0p} - r_b) - M_d = 0{,}6905\, (0{,}263 - 0{,}156) - 0{,}08443 = -0{,}0105$ МН · м $< R^p_{bt,ser} W_{pl,t} = 0{,}7 \times 1{,}8 \cdot 0{,}04184 = 0{,}0527$ МН · м, верхние трещины не образуются.

Для выяснения необходимости расчета по раскрытию наклонных трещин проверяют, образуются ли такие трещины в пределах длины зоны передачи напряжений. Расчет по образованию наклонных трещин выполняют для двух сечений плиты: у грани опоры (сечение I) и на расстоянии l_p от торца (сечение II) (рис. 8.5). В обоих случаях проверку осуществляют для уровня центра тяжести сечения ($y = y_{red} = 0{,}308$ м).

Так как между местом приложения опорной реакции и рассматриваемыми сечениями поперечной нагрузки может не быть, для обоих случаев принимают $Q = Q_{max} = 0{,}5 \cdot 3 \times 4{,}862 \cdot 11{,}84 = 86{,}35$ кН.

Определяют значения P_0 в рассматриваемых сечениях. Для этого по формуле (5.19) вычисляют длину зоны передачи напряжений l_p, имея в виду, что $\omega_p = 0{,}25$ и $\Delta\lambda_p = 10$ (см. табл. 5.26):

$$l_p = \left(0{,}25 \frac{740 - 179{,}3}{21{,}0} + 10\right) 2{,}8 = 50{,}4 \text{ см}.$$

Для сечения I $l_x = 12$ см, в этом сечении $P_{02}^{I} = 0{,}5675 \cdot 12 : 50{,}4 = 0{,}135$ МН. Для сечения II $l_x = l_p$, следовательно $P_{02}^{II} = 0{,}5675$ МН.

Определяют нормальные напряжения σ_x на уровне центра тяжести сечения по формуле (2.13) при $y = 0$: $\sigma_x^{I} = 0{,}135 : 0{,}1998 = 0{,}676$ МПа; $\sigma_x^{II} = 0{,}5675 : 0{,}1998 = 2{,}84$ МПа. Так как напряжения σ_x^{I} и σ_x^{II} сжимающие, при вычислении σ_{mt} и σ_{mc} в формулу (4.34) подставляют их со знаком «—».

По формуле (4.42) определяют касательные напряжения τ_{xy}. Для этого вычисляют статический момент приведенной площади части сечения, расположенной выше центра тяжести сечения, относительно нулевой линии $S_{red} = (2{,}95 - 0{,}24)\ 0{,}03 \cdot 0{,}132 + 0{,}5 \cdot 0{,}24 \times \times 0{,}147^2 + 0{,}0015 \cdot 0{,}131 = 0{,}01352$ м³. Тогда

$$\tau_{xy}^{I} = \tau_{xy}^{II} = \frac{0{,}08635 \cdot 0{,}01352}{0{,}0045795 \cdot 0{,}24} = 1{,}062 \text{ МПа}.$$

Поскольку предварительно напряженная поперечная арматура отсутствует, $\sigma_{yp} = 0$.

По формуле (4.39) определяют местные сжимающие напряжения вблизи места приложения опорных реакций. Для сечения I $\alpha = x^{I}/h = 0{,}04 : 0{,}455 = 0{,}088$; $\beta = y/h = 0{,}308 : 0{,}455 = 0{,}677$. Тогда

$$\sigma_{y,loc}^{I} = \frac{0{,}08635}{0{,}24 \cdot 0{,}455} \cdot \frac{2 \cdot 0{,}677^2}{3{,}14} \times$$

$$\times \left[\frac{3 - 2 \cdot 0{,}677}{(1 + 0{,}088^2)^2} - \frac{0{,}677}{(0{,}088^2 + 0{,}677^2)^2}\right] =$$

$= -0{,}345$ МПа (знак " — " показывает, что это напряжение сжимающее).

Для сечения II

$$\alpha = x^{II}/h = 0{,}424 : 0{,}455 = 0{,}932 > > 0{,}7, \text{ т. е. } \sigma_{y,loc}^{II} = 0.$$

По формуле (4.34) определяют главные растягивающие и главные сжимающие напряжения.

Для сечения I:

$$\sigma_{\substack{mt \\ mc}}^{I} = \frac{-0{,}676 - 0{,}345}{2} \pm$$

$$\pm \sqrt{\left(\frac{-0{,}676 - 0{,}345}{2}\right)^2 + 1{,}062^2} =$$

$$= (-0{,}5105 \pm 1{,}1783) \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mt}^{I} = -0{,}5105 + 1{,}1783 = 0{,}67 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mc}^{I} = -0{,}5105 - 1{,}1783 = -1{,}69 \text{ МПа}.$$

Для сечения II:

$$\sigma_{\substack{mt \\ mc}}^{II} = \frac{-2{,}84}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{2{,}84}{2}\right)^2 + 1{,}062^2} =$$

$$= (-1{,}42 \pm 1{,}77) \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mt}^{II} = -1{,}42 + 1{,}77 = 0{,}35 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mc}^{II} = -1{,}42 - 1{,}77 = -3{,}19 \text{ МПа}.$$

По табл. 4.3 определяют коэффициент γ_{b4}, учитывающий влияние двухосного напряженного состояния на прочность бетона. Для бетона класса $B30$ $\gamma_{b4} = 0{,}5$. Так как $|\sigma_{mc}| < < \gamma_{b4} R_{b,ser} = 0{,}5 \cdot 22 = 11$ МПа, проверяют условие (4.32). Для обоих сечений $\sigma_{mt} < < R_{bt,ser} = 1{,}8$ МПа, следовательно, на участке элемента в пределах длины зоны передачи напряжений наклонные трещины не образуются.

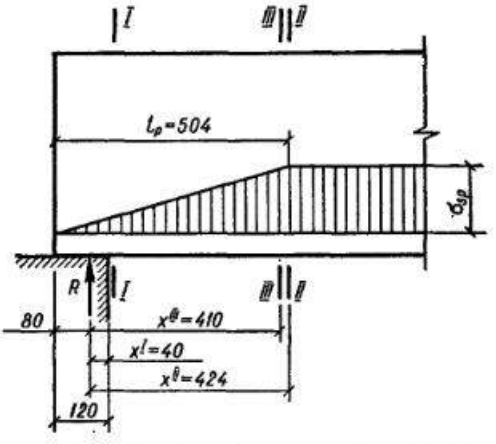


Рис. 8.5. Приопорный участок плиты покрытия.

Для выяснения необходимости расчета по раскрытию наклонных трещин рассматривают также сечение III, расположенное на расстоянии $h_0 = 0{,}41$ м от точки приложения опорной реакции (на уровне центра тяжести сечения и в месте примыкания полки к ребрам). Поскольку это сечение расположено в пределах длины зоны передачи напряжений, т. е. между сечениями I и II, наклонные трещины на уровне его центра тяжести не образуются.

Проверяют условие образования наклонных трещин для сечения III в месте примыкания сжатой полки к ребрам. Определяют действующие усилия в рассматриваемом сечении при $l_x = 0{,}490$ м и $x^{III} = 0{,}41$ м: $P_{02}^{III} = 0{,}5675 \times \times 49 : 50{,}4 = 0{,}5517$ МН; $M = Qx = 0{,}08635 \times \times 0{,}41 = 0{,}0354$ МН · м.

Нормальные напряжения σ_x^{III} на уровне примыкания полки к ребрам

$$\sigma_x^{III} = \frac{0{,}5517}{0{,}1998} - \frac{0{,}5517 \cdot 0{,}270}{0{,}0045795} 0{,}117 + + \frac{0{,}0354 \cdot 0{,}117}{0{,}0045795} = -0{,}14 \text{ МПа}.$$

Статический момент приведенной площади части сечения, расположенной выше линии примыкания полки к ребрам, $S_{red} = 2{,}95 \times \times 0{,}03 \cdot 0{,}015 + 0{,}0015 \cdot 0{,}014 = 0{,}00135$ м³.

Касательные напряжения

$$\tau_{xy}^{III} = \frac{0{,}08635 \cdot 0{,}00135}{0{,}0045795 \cdot 0{,}24} = 0{,}11 \text{ МПа}.$$

Проверяют условие образования трещин

$$\sigma_{mt}^{III} = \frac{0{,}14}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{0{,}14}{2}\right)^2 + 0{,}11^2} =$$

$$= (0{,}07 \pm 0{,}13) \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mt}^{III} = 0{,}07 + 0{,}13 = 0{,}2 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mc}^{III} = 0{,}07 - 0{,}13 = -0{,}06 \text{ МПа}.$$

Так как $|\sigma_{mc}| < \gamma_{b4} R_{b,ser} = 11$ МПа и $\sigma_{mt} < R_{bt,ser} = 1{,}8$ МПа, наклонные трещины на рассматриваемом уровне не образуются.

Расчет плиты по раскрытию трещин. Из расчета по образованию трещин следует, что в стадии изготовления в верхней зоне плиты трещины отсутствуют, а в стадии эксплуатации необходим расчет ширины раскрытия нормальных трещин в нижней зоне плиты (наклонные трещины отсутствуют).

При $\gamma_f = 1$ максимальный изгибающий момент от полной нагрузки $M = 255{,}8$ кН $\times$ $\times$ м. Тот же момент от продолжительно действующих нагрузок при $q_l = 3{,}2 \cdot 3 = 9{,}6$ кН/м $M_l = 9{,}6 \cdot 11{,}84^2 : 8 = 168{,}2$ кН $\cdot$ м. Так как $M_l/M = 168{,}2 : 255{,}8 = 0{,}658 <$ $< 2/3$, проверяют только непродолжительное раскрытие трещин от действия полной нагрузки.

По формулам (4.130) ... (4.134)

$$\varphi_f = \frac{(2{,}95 - 0{,}24)\, 0{,}03}{0{,}24 \cdot 0{,}41} +$$

$$+ \frac{5{,}67 \cdot 0{,}000\,264}{2 \cdot 0{,}45 \cdot 0{,}24 \cdot 0{,}41} = 0{,}843;$$

$$\lambda_f = 0{,}843 \left(1 - \frac{0{,}03}{2 \cdot 0{,}41}\right) = 0{,}812;$$

$$e_{sp} = 0{,}263 - 0{,}270 = -0{,}007 \text{ м};$$

$$M_s = 0{,}2558 - 0{,}5675 \cdot 0{,}007 = 0{,}2518 \text{ МН} \cdot \text{м};$$

$$\delta_s = \frac{0{,}2518}{22{,}0 \cdot 0{,}24 \cdot 0{,}41^2} = 0{,}284;$$

$$e_{s,tot} = 0{,}2518 : 0{,}5675 = 0{,}44 \text{ м};$$

$$\mu_s = \frac{0{,}001232}{0{,}24 \cdot 0{,}41} = 0{,}0125;$$

$$\mu_s \alpha_s = 0{,}0125 \cdot 6{,}33 = 0{,}079;$$

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \dfrac{1 + 5\,(0{,}284 + 0{,}812)}{10 \cdot 0{,}079}} +$$

$$+ \frac{1{,}5 + 0{,}843}{11{,}5 \cdot \dfrac{0{,}44}{0{,}41} - 5} = 0{,}419.$$

Плечо внутренней пары сил (см. формулу (4.135))

$$z = 0{,}41 \left[1 - \frac{\dfrac{0{,}03}{0{,}41} 0{,}843 + 0{,}419^2}{2\,(0{,}843 + 0{,}419)}\right] =$$

$$= 0{,}3715 < 0{,}97 e_{s,tot} = 0{,}97 \cdot 0{,}44 = 0{,}427 \text{ м}.$$

Приращение напряжений в растянутой арматуре вычисляют по формуле (4.58)

$$\sigma_s = \frac{0{,}2558 - 0{,}5675\,(0{,}3715 + 0{,}007)}{0{,}001\,232 \cdot 0{,}3715} =$$

$$= 89{,}6 \text{ МПа}.$$

Поскольку арматура расположена в один ряд, $\delta_e = 1$. Проверяют условие (4.111). Так как $\sigma_s + \sigma_{sp,2} = 89{,}6 + 740 - 271 = 558{,}6$ МПа $< 0{,}8\, R_{s,ser} = 0{,}8 \cdot 785 = 628$ МПа, опасность появления необратимых деформаций в арматуре отсутствует.

Ширину раскрытия трещин определяют по формуле (4.52) при $\delta = 1$ (изгибаемый элемент), $\varphi_l = 1$ (непродолжительное действие нагрузки) и $\eta = 1$ (стержневая арматура периодического профиля)

$$a_{crc} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{89{,}6}{190\,000} \times$$

$$\times 20\,(3{,}5 - 100 \cdot 0{,}0125) \sqrt[3]{28} = 0{,}065 \text{ мм},$$

что меньше предельно допустимого значения $a_{crc,sh} = 0{,}4$ мм (см. табл. 2.1).

Определение прогиба плиты. В соответствии с табл. 2.3 для элементов покрытия зданий производственного назначения прогиб ограничивают эстетическими требованиями, а предельно допустимый при $l > 10$ м равен 1/250 пролета, т. е. $f_{lim} = l/250 = 11{,}84 :$ $: 250 = 0{,}0474$ м. Для рассматриваемой конструкции $l/h = 11{,}84 : 0{,}455 = 26 > 10$, поэтому полный прогиб плиты принимают равным прогибу f_M, обусловленному деформациями изгиба.

Так как в растянутой зоне плиты образуются трещины, полную кривизну определяют по формуле (4.148), принимая значения $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ и $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ равными нулю (из-за ограничения прогибов эстетическими требованиями). Следовательно, при определении кривизны в расчете учитывают только продолжительное действие постоянной и длительной нагрузок. Проверяют наличие трещин при этих нагрузках. Так как $M_l = 0{,}1682$ МН $\cdot$ м $< M_{rp} = 0{,}5675\,(0{,}27 +$ $+ 0{,}074) = 0{,}1952$ МН $\cdot$ м, трещины в растянутой зоне отсутствуют и кривизну $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ следует определять по формуле (4.115) при $\varphi_{b1} = 0{,}85$ и $\varphi_{b2} = 2$ (см. табл. 4.11)

$$\left(\frac{1}{r}\right)_l = \frac{0{,}1682 \cdot 2}{0{,}85 \cdot 30\,000 \cdot 0{,}0045795} =$$

$$= 2{,}88 \cdot 10^{-3} \text{ 1/м};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{ср} = \frac{0{,}5675 \cdot 0{,}270}{0{,}85 \cdot 30\,000 \cdot 0{,}0045795} =$$

$$= 1{,}31 \cdot 10^{-3} \text{ 1/м}.$$

Относительные деформации бетона, вызванные его усадкой и ползучестью от усилия предварительного обжатия, на уровне центра тяжести сечения растянутой арматуры $\varepsilon_{sh,c} = (15{,}3 + 34 + 57{,}25) : 190\,000 = 56{,}1 \cdot 10^{-5}$.

При напряжениях обжатия бетона на уровне крайних сжатых волокон $\sigma'_b = \frac{0{,}71}{0{,}1998} - \frac{0{,}71 \cdot 0{,}263}{0{,}03115} = -2{,}44$ МПа < 0 потери в напрягаемой арматуре (если бы она имелась на рассматриваемом уровне) от усадки и ползучести бетона равны нулю, поэтому $\varepsilon'_{sh,c} = 0$.

Кривизну, обусловленную выгибом плиты от усадки и ползучести бетона определяют по формуле (4.117)

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c} = (56{,}1 \cdot 10^{-5} - 0{,}0) : 0{,}41 =$$

$$= 1{,}37 \cdot 10^{-3} \text{ 1/м}.$$

Прогиб плиты в середине пролета $f = \left(\frac{5}{48} \cdot 2{,}88 \cdot 10^{-3} - \frac{1}{8} \cdot 1{,}31 \cdot 10^{-3} - \frac{1}{8} \cdot 1{,}37 \cdot 10^{-3}\right) \cdot 11{,}84^2 = -0{,}0049$ м $< f_{lim} = 0{,}0474$ м, т. е. меньше предельно допустимого.

Расчет плиты в стадии изготовления, транспортирования и монтажа. Изготовление, хранение, транспортирование и монтаж плиты предусмотрены в условиях, которые (как будет показано ниже) не требуют дополнительного армирования по сравнению с работой в стадии эксплуатации. Поднимают плиту (при разопалубке, монтаже и т. п.) при помощи монтажных петель, установленных в продольных ребрах на расстоянии 0,8 м от торцов. Поскольку нагрузка на плиту от ее веса с учетом коэффициента динамичности 1,4 меньше нагрузки в стадии эксплуатации ($1{,}606 \cdot 3 \times 1{,}4 = 6{,}75$ кН/м $< 18{,}7$ кН/м), прочность и трещиностойкость ее в зоне действия положительных изгибающих моментов в этих условиях обеспечена.

Необходимо проверить прочность и трещиностойкость плиты в местах расположения монтажных петель, где возникают отрицательные изгибающие моменты от веса плиты, суммирующиеся с моментами от действия сил предварительного обжатия. Расчетная схема плиты для рассматриваемой стадии показана на рис. 8.6.

Характеристики бетона при передаточной прочности: $R^p_b = 12{,}1$ МПа; $R^p_{bt} = 0{,}99$ МПа; $R^p_{b,ser} = 15{,}8$ МПа; $R^p_{bt,ser} = 1{,}30$ МПа; $E^p_b = 26400$ МПа. При проверке прочности плиты в стадии обжатия вводят коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b8} = 1{,}2$ (см. табл. 1.19).

Проверка прочности. Проверяют прочность нормальных сечений при внецентренном сжатии. Усилие предварительного обжатия определяют с учетом первых потерь при коэффициенте точности натяжения арматуры $\gamma_{sp} > 1$. При механическом способе натяжения $\Delta\gamma_{sp} = 0{,}1$, поэтому по формуле (2.9) $\gamma_{sp} = 1{,}1$. Усилие в напрягаемой арматуре определяют по формуле (3.169) $N_{con} = [1{,}1\,(740 - 179{,}3) - 330]\,0{,}001232 = 0{,}3533$ МН $= 353{,}3$ кН.

Поскольку монтажные петли расположены на расстоянии 0,8 м от торца, невыгоднейший момент от веса, растягивающий верхнюю грань, будет возникать при подъеме плиты. При коэффициенте динамичности 1,4 (вес плиты 60,8 кН) $M_d = 0{,}5 \cdot 60{,}8 \cdot 0{,}8^2 \cdot 0{,}95 \times 1{,}4 : 12 = 2{,}16$ кН · м.

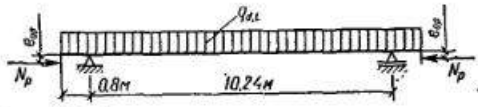


Рис. 8.6. Расчетная схема плиты покрытия в стадии изготовления и подъема.

В наиболее обжатой зоне расположена напрягаемая арматура класса А-V площадью $A'_{sp} = 12{,}32$ см^2 ($2 \varnothing 28$). Ненапрягаемую арматуру ($2 \varnothing$ 3ВрI), расположенную в этой зоне, в расчете не учитывают, так как она не удовлетворяет конструктивным требованиям. В менее обжатой зоне арматура состоит из продольных стержней сетки ($22 \varnothing$ 4ВрI — см. расчет полки плиты) площадью $A_s = 2{,}76$ см^2. Равнодействующая усилий в арматуре менее обжатой зоны отстоит от верхней грани на расстоянии 1,6 см, следовательно $h_0 = 0{,}455 - 0{,}016 = 0{,}439$ м.

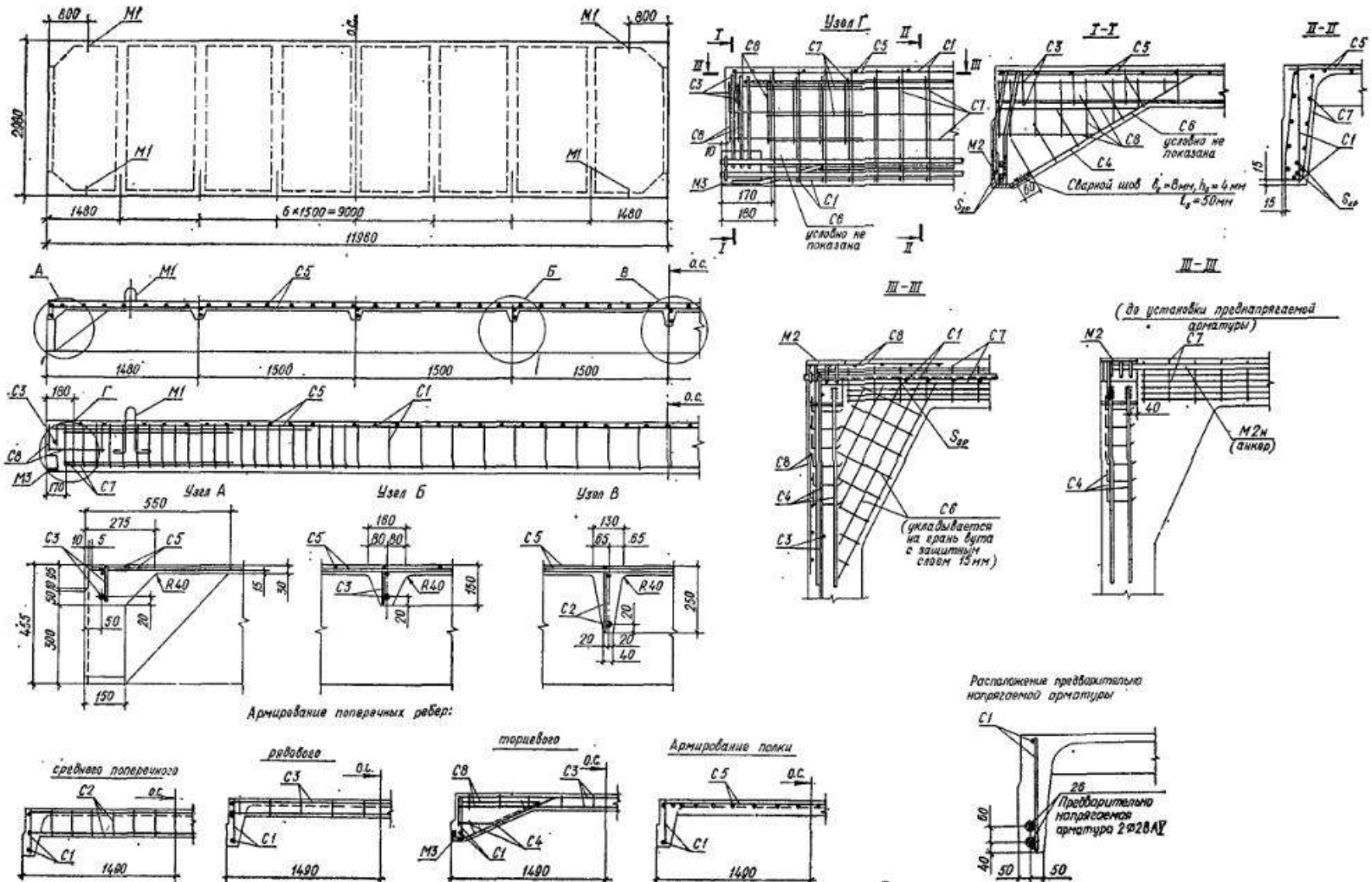
Центр тяжести сечения напрягаемой арматуры отстоит от нижней грани на расстоянии 4,5 см. Тогда (см. формулу (3.182)) $e = 0{,}439 - 0{,}045 + 2{,}16 : 353{,}3 = 0{,}4$ м.

Расчетное сопротивление бетона, соответствующее передаточной прочности, с учетом коэффициента $\gamma_{b8} = 1{,}2$ $R^p_b = 12{,}1 \cdot 1{,}2 = 14{,}5$ МПа.

Высоту сжатой зоны определяют по формуле (3.171), принимая ширину ребра на уровне центра тяжести сечения напрягаемой арматуры (см. рис. 8.1) $b = 2\left(10 + \frac{15{,}5 - 10}{45{,}5 - 3} 4{,}5\right) = 21{,}2$ см $= 0{,}212$ м.

При $A_{sp} = 0$ и $A'_s = 0$ $x = \frac{0{,}3533 + 370 \cdot 0{,}000\,276}{14{,}5 \cdot 0{,}212} = 0{,}150$ м.

Учитывая, что $\xi = x/h_0 = 0{,}150 : 0{,}439 = 0{,}342 < \xi_R = 0{,}571$ (см. формулу (3.17)), прочность проверяют из условия (3.172). Так как $R^p_b bx\,(h_0 - 0{,}5x) = 14{,}5 \cdot 0{,}212 \cdot 0{,}15 \times (0{,}439 - 0{,}5 \cdot 0{,}15) = 0{,}1655$ МН · м $> N_{con} e = 0{,}3533 \cdot 0{,}4 = 0{,}1413$ МН · м, прочность плиты в стадии изготовления обеспечена.


800
М1
2980
1480
6×1500=9000
11980
Узел Г
I-I
II-II
III-III
С1
С3
С4
С5
С6
С7
С8
М2
М3
170
180
условно не показана
Сварной шов
Узел А
Узел Б
Узел В
550
275
160
130
R40
Армирование поперечных ребер:
среднего поперечного
рядового
торцевого
Армирование полки
Расположение предварительно напрягаемой арматуры
Предварительно напрягаемая арматура 2Ф28АV
1480
1490
1400

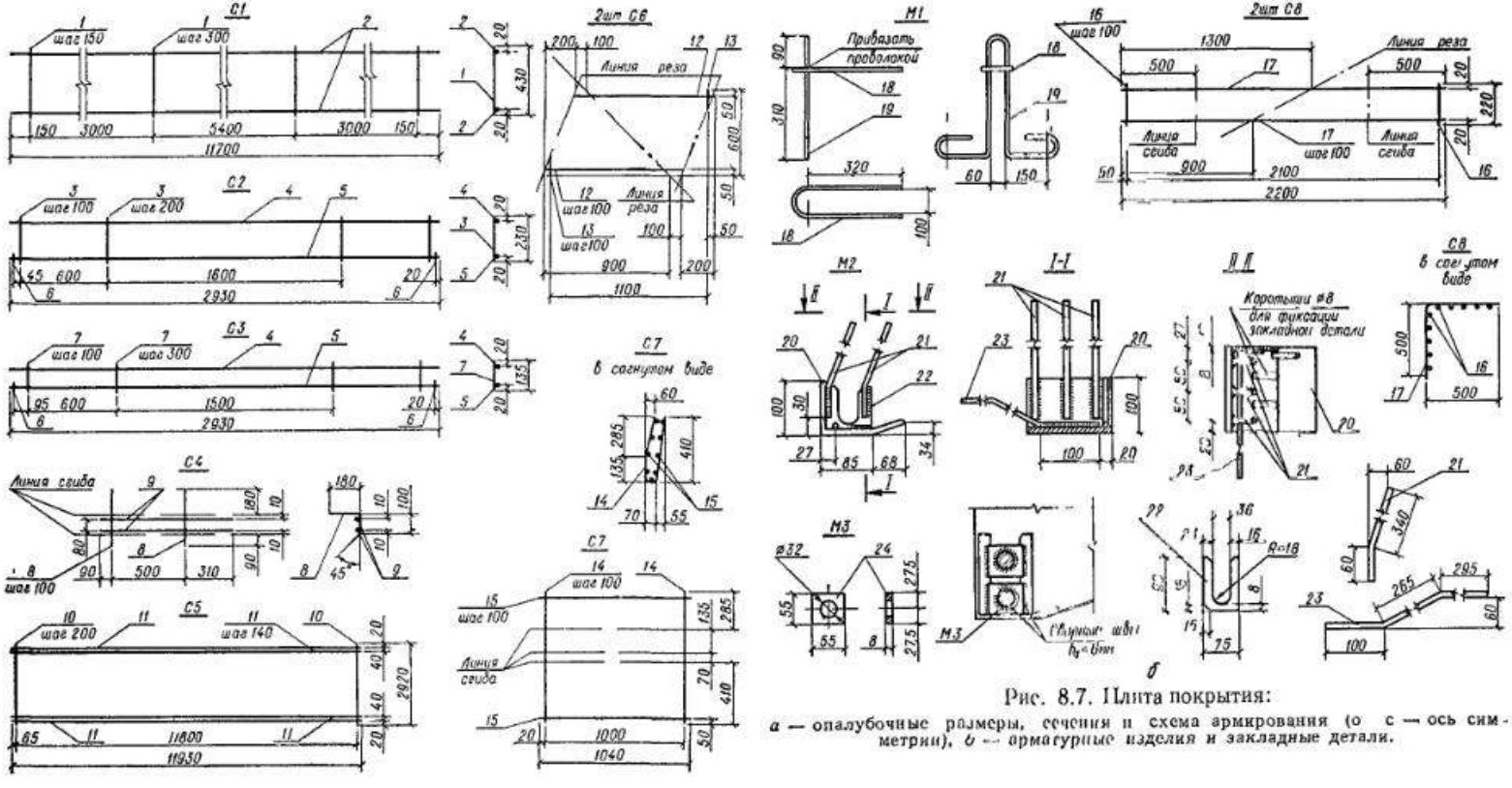


Рис. 8.7. Плита покрытия:

а — опалубочные размеры, сечения и схема армирования (о с — ось симметрии), *б* — арматурные изделия и закладные детали.

Проверка трещиностойкости нормальных сечений. Трещиностойкость растянутой зоны рассмотренного выше сечения проверяют следующим образом.

Усилие в напрягаемой арматуре определяют в данном случае с учетом первых потерь и коэффициента точности натяжения $\gamma_{sp} = 1$ $P_{01} = (740 - 179{,}3)\ 0{,}001232 = 0{,}691$ МН.

Изгибающий момент в сечении от веса плиты (без учета коэффициента динамичности) $M_d = 0{,}5 \cdot 60{,}8 \cdot 0{,}8^2 \cdot 0{,}95 : 12 = 1{,}54$ кН · м.

Напряжения в наиболее сжатых волокнах бетона определяют по формуле (4.11) $\sigma_b = [0{,}691\ (0{,}156 + 0{,}074) + 2 \cdot 1{,}30 \times 0{,}03115] : 0{,}01487 = 16{,}1$ МПа.

По формуле (4.10) $\varphi = 1{,}6 - 16{,}1 : 15{,}8 = 0{,}58 < 0{,}7$. Принимают $\varphi = 0{,}7$, тогда $r_b = 0{,}7 \cdot 0{,}156 = 0{,}109$ м.

Расчет по образованию трещин выполняют из условия (4.26). Так как $P_{01}\,(e_{0p} - r_b) + M_d = 0{,}691\ (0{,}263 - 0{,}109) + 0{,}00154 = 0{,}1079$ МН · м $> R^{\rho}_{bt,ser} W_{pl,t} = 1{,}30 \times 0{,}04184 = 0{,}0544$ МН · м, на концевых участках плиты в стадии изготовления образуются трещины и, следовательно, необходима проверка ширины их раскрытия.

Коэффициенты приведения: $\alpha_s = 190\,000 : 26\,400 = 7{,}20$ и $\alpha_s = 170\,000 : 26\,400 = 6{,}44$.

По формулам (4.130)...(4.134):

$$\varphi_f = \frac{9{,}05 \cdot 0{,}001\,232}{2 \cdot 0{,}45 \cdot 0{,}24 \cdot 0{,}439} = 0{,}118;$$

$$\lambda_f = 0{,}118 \left(1 - \frac{0{,}045}{0{,}439}\right) = 0{,}106; \quad e_{sp} =$$

$$= 0{,}455 - 0{,}016 - 0{,}045 = 0{,}394 \text{ м};$$

$$M_s = P_0 e_{sp} + M_d = 0{,}691 \cdot 0{,}394 + 0{,}00\,154 =$$

$$= 0{,}2738 \text{ МН} \cdot \text{м}; \quad e_{s,tot} = 0{,}2738 : 0{,}691 =$$

$$= 0{,}396 \text{ м}; \quad \delta_s = \frac{0{,}2738}{0{,}24 \cdot 0{,}439^2 \cdot 15{,}8} = 0{,}375;$$

$$\mu_s \alpha_s = \frac{0{,}000\,276}{0{,}24 \cdot 0{,}439}\, 6{,}44 = 0{,}0169;$$

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \dfrac{1 + 5\,(0{,}375 + 0{,}106)}{10 \cdot 0{,}0169}} + \frac{1{,}5 + 0{,}118}{11{,}5\,\dfrac{0{,}396}{0{,}439} - 5} = 0{,}392.$$

Вычисляют плечо внутренней пары сил по формуле (4.135):

$$z = 0{,}439 \left[1 - \frac{\dfrac{2 \cdot 0{,}045}{0{,}439}\, 0{,}118 + 0{,}392^2}{2\,(0{,}118 + 0{,}392)}\right] =$$

$$= 0{,}362 \text{ м}.$$

Так как $z < 0{,}97\, e_{s,tot} = 0{,}97 \cdot 0{,}396 = 0{,}384$ м, принимают $z = 0{,}362$ м.

Приращение напряжений в растянутой арматуре определяют по формуле (4.72)

$$\sigma_s = \frac{0{,}691\,(0{,}394 - 0{,}362) + 0{,}00\,154}{0{,}000276 \cdot 0{,}362} =$$

$$= 234 \text{ МПа}.$$

Значение коэффициента $\bar{\mu}_s$:

$$\bar{\mu}_s = \frac{A_s}{bh_0 + (b_f - b)\,(h_f - a)} =$$

$$= \frac{0{,}000\,276}{0{,}24 \cdot 0{,}439 + (2{,}95 - 0{,}24)\,(0{,}03 - 0{,}016)} =$$

$$= 0{,}00\,193 < 0{,}02.$$

При $\delta = 1$ (внецентренно сжатый элемент) $\varphi_l = 1$ (непродолжительное действие нагрузки) и $\eta = 1{,}2$ (проволока периодического профиля) по формуле (4.52) $a_{crc} = 1 \cdot 1 \times 1{,}2 \dfrac{234}{170\,000}\, 20\ (3{,}5 - 100 \cdot 0{,}00193)\ \sqrt[3]{4} = 0{,}173$ мм, что меньше допустимого значения $a_{crc,sh} = 0{,}4$ мм.

Чертеж плиты покрытия показан на рис. 8.7.

Предварительно напряженная двускатная балка покрытия

Данные для проектирования. Требуется запроектировать предварительно напряженную двускатную балку покрытия производственного здания номинальным пролетом 18 м. Расстояние между балками вдоль здания 6 м. Схематический разрез покрытия показан на рис. 8.8, принятые размеры балки — на рис. 8.9. Место строительства здания — г. Воронеж. По степени ответственности здание относится к классу II.

Изготовление балки предусмотрено в рабочем положении. Бетон тяжелый класса $B40$, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении. Натяжение арматуры — механическим способом на упоры стенда. Обжатие бетона происходит при передаточной прочности, составляющей $0{,}7\,B$. В качестве напрягаемой арматуры применены арматурные канаты класса К-19. Для сварных сеток принята арматура классов А-I и А-III, а также арматурная проволока класса Вр-I.

Расчетные характеристики материалов:

для бетона класса $B40$ $R_b = 22{,}5$ МПа, $R_{b,ser} = 29{,}0$ МПа; $R_{bt} = 1{,}35$ МПа; $R_{bt,ser} = 2{,}05$ МПа; $E_b = 32\,500$ МПа;

для арматуры класса А-I $R_s = 225$МПа, $R_{sw} = 180$ МПа, $E_s = 210\,000$ МПа;

для арматуры класса А-III диаметром 6...8 мм $R_s = R_{sc} = 355$ МПа; $R_{sw} = 285$ МПа; $E_s = 200\,000$ МПа;

для арматуры класса А-III диаметром 10... ... 40 мм $R_s = R_{sc} = 365$ МПа; $R_{sw} = 295$ МПа; $E_s = 200\,000$ МПа;

для проволоки класса Вр-I диаметром 5 мм $R_s = R_{sc} = 360$ МПа; $R_{sw} = 290$ МПа; $E_s = 170\,000$ МПа;

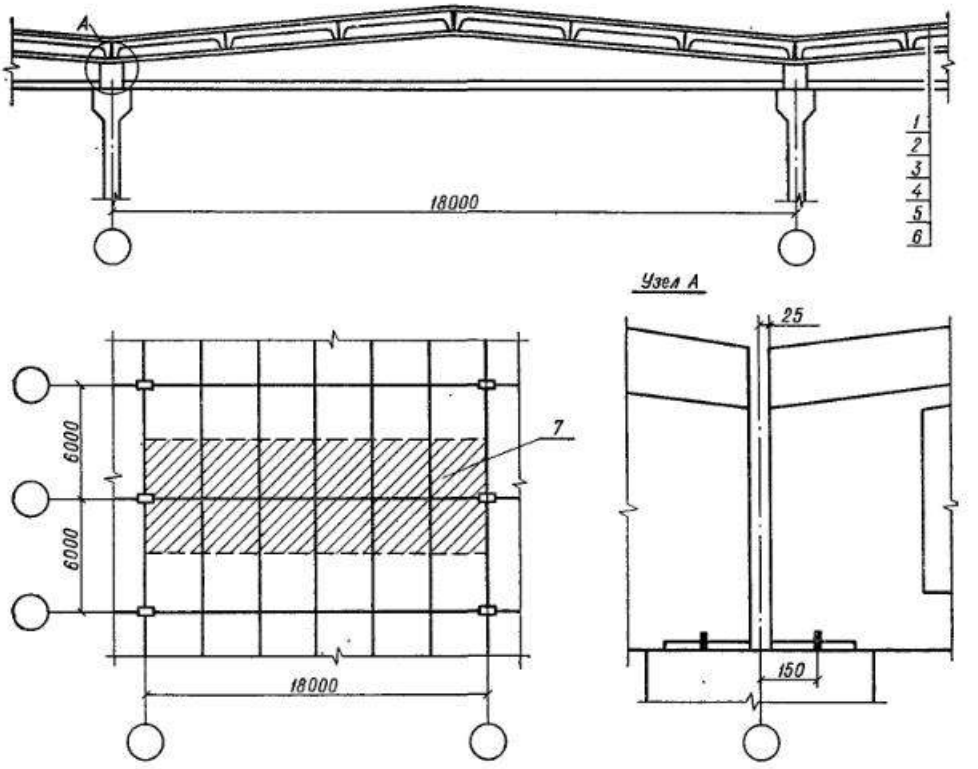


Рис. 8.8. Схема покрытия производственного здания:

1 — слой гравия, втопленного в дегтевую мастику; *2* — три слоя толь-кожи на дегтевой мастике; *3* — асфальтовая стяжка — 20 мм; *4* — пенобетон — 100 мм; *5* — обмазочная пароизоляция; *6* — железобетонная плита покрытия 3 × 6 м; *7* — грузовая площадь балки.

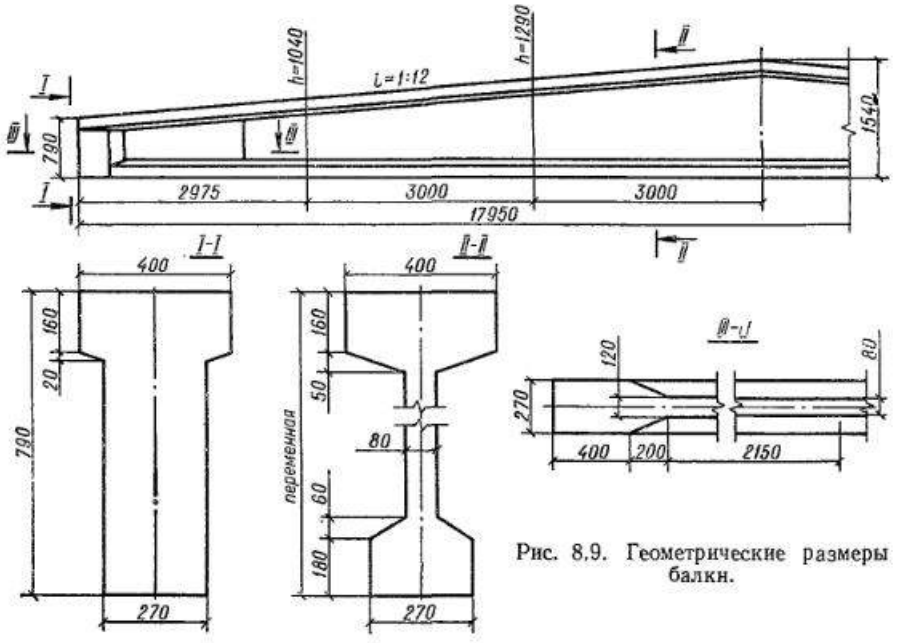


Рис. 8.9. Геометрические размеры балки.

Таблица 8.2. **Нагрузки на 1 м² покрытия**

Вид нагрузки	Нагрузка, кПа		Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка при $\gamma_f > 1$, кПа
	нормативная	расчетная при $\gamma_f = 1$		
Постоянная	2,84	2,70	—	3,08
в том числе слой гравия, втопленный в дегтевую мастику	0,16	0,152	1,2	0,182
три слоя толь-кожи на дегтевой мастике	0,10	0,095	1,2	0,114
асфальтовая стяжка ($t = 20$ мм, $\gamma = 18$ кН/м³)	0,36	0,342	1,2	0,410
утеплитель из пенобетона ($t = 100$ мм, $\gamma = 5$ кН/м³)	0,50	0,475	1,2	0,570
обмазочная пароизоляция	0,05	0,048	1,2	0,058
железобетонные плиты покрытия размером 3 × 6 м	1,50	1,425	1,1	1,568
швы замоноличивания	0,17	0,162	1,1	0,178
Временная (снеговая)	1,00	0,95	1,4	1,33
в том числе длительная	0,30	0,285	1,4	0,40
кратковременная	0,70	0,665	1,4	0,93
Полная	3,84	3,65	—	4,41
в том числе продолжительно действующая	3,14	2,98	—	3,48
кратковременная	0,70	0,67	—	0,93

для канатов класса К-19 диаметром 14 мм $R_s = 1150$ МПа; $R_{s,ser} = 1400$ МПа; $R_{sc} = 400$ МПа; $E_s = 180\,000$ МПа.

К трещиностойкости балки предъявляют требования 2-й категории.

Определение нагрузок. На балку действуют постоянные и временные нагрузки. Постоянные включают вес водотеплоизоляционного ковра, железобетонных плит покрытия и балки. Временную нагрузку создает вес снегового покрова (табл. 8.2). Все расчетные нагрузки определены с учетом коэффициента надежности по назначению конструкций $\gamma_n = 0{,}95$.

Так как здание бесфонарное, а уклон кровли 1 : 12 ($\alpha \approx 5° < 15°$) по табл. 5 главы СНиП II-6-74 принимают коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие $C = 1$.

Нагрузка на балку от плит покрытия в местах опирания их продольных ребер передается в виде сосредоточенных грузов. Так как в пролете балки действует пять одинаковых сосредоточенных грузов, нагрузку можно условно считать равномерно распределенной.

Вес балки покрытия 91 кН, длина балки 17,95 м. Нагрузка от веса балки на 1 м ее длины составляет, кН/м:

Нормативная . . . $g_{1,n} = 91 : 17{,}95 = 5{,}07$

Расчетная при $\gamma_f = 1$ . . . . . $g_d = 5{,}07 \cdot 0{,}95 = 4{,}82$

То же, при $\gamma_f > 1$ . . . $g_d = 4{,}82 \cdot 1{,}1 = 5{,}30$

Распределенную по длине балки нагрузку собирают с грузовой площади (см. рис. 8.8) и суммируют с нагрузкой от веса конструкции. С учетом изложенного расчетная нагрузка при $\gamma_f = 1$:

Постоянная $g = 2{,}70 \cdot 6 + 4{,}82 = 21{,}02$

Временная длительная $p_l = 0{,}285 \cdot 6 = 1{,}71$

Кратковременная . . . . . $p_{sh} = 0{,}665 \cdot 6 = 3{,}99$

Продолжительно действующая $g + p_l = 21{,}02 + 1{,}71 = 22{,}73$

Полная (продолжительно действующая и кратковременная) $q = g + p_l + p_{sh} = 22{,}73 + 3{,}99 = 26{,}72$

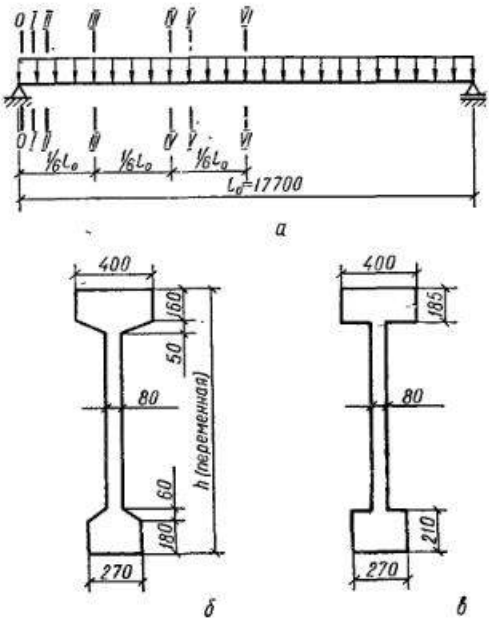


Рис. 8.10. К расчету двускатной балки:
а — расчетная схема; *б* — действительное поперечное сечение; *в* — эквивалентное поперечное сечение.

При $\gamma_f > 1$ полная расчетная нагрузка $q = 4{,}41 \times 6 + 5{,}30 = 31{,}76$ кН/м.

Определение усилий в сечениях балки. Расчетный пролет принят равным расстоянию между анкерными болтами (см. рис. 8.8) $l = 18\,000 - 300 = 17\,700$ мм $= 17{,}7$ м. Схема балки показана на рис. 8.10, *а*. В качестве расчетных принимают следующие сечения:

0 — 0 . . . . На грани опоры
I — I . . . В месте резкого изменения ширины балки
II — II . . В месте установки монтажных петель
III — III . . На расстоянии 1/6 пролета от опоры
IV — IV . . То же, 1/3 « »
V — V . . . « 0,37 « » (опасное сечение при изгибе)
VI — VI В середине пролета

Изгибающие моменты в сечениях балки $M = 0{,}5\ ql_x \cdot (l - l_x)$, где l_x — расстояние от оси опоры до рассматриваемого сечения. Вычисленные значения изгибающих моментов в расчетных сечениях балки приведены в табл. 8.3.

Поперечные силы на опоре, кН:

От продолжительно действующих расчетных нагрузок при $\gamma_f = 1$ . . . . . $Q_l = 0{,}5 \cdot 22{,}73 \times 17{,}7 = 201{,}1$

От полной нагрузки при $\gamma_f = 1$ . . . . . $Q = 0{,}5 \cdot 26{,}72 \times 17{,}7 = 236{,}4$

От полной расчетной нагрузки при $\gamma_f > 1$ . . . . $Q = 0{,}5 \cdot 31{,}76 \times 17{,}7 = 281$

Предварительный подбор продольной арматуры. Во многих случаях количество напрягаемой арматуры, назначенное из расчета прочности нормальных сечений, оказывается недостаточным, чтобы обеспечить трещиностойкость конструкции, если к ней предъявляют требования 1-й или 2-й категории. Поэтому при расчете таких конструкций целесообразен следующий порядок расчета. Сначала из условий, обеспечивающих трещиностойкость, подбирают требуемое количество напрягаемой арматуры, затем назначают величины предварительных напряжений и определяют все потери напряжений, после чего проверяют несущую способность конструкции и рассчитывают ее по предельным состояниям второй группы.

Через β_p и β_p' обозначают относительные величины контролируемых напряжений σ_{sp} и σ_{sp}' в долях от $R_{s,ser}$ с учетом допустимых отклонений $\Delta\sigma_{sp}$. Коэффициенты γ_{loss} и γ_{loss}' будут характеризовать относительные величины полных потерь в долях от первоначального предварительного напряжения. Кроме того, через α_p выражают отношение площадей A_{sp}' к A_{sp}.

Для изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов или конструкций, к трещиностойкости которых предъявляют требования 1-й категории, необходимую площадь сечения напрягаемой арматуры можно определять по формуле

$$A_{sp} = \frac{M_r - R_{bt,ser} W_{pl}}{R_{s,ser} z_p}, \qquad (8.1)$$

где

$$z_p = \beta_p (\gamma_p - \gamma_{loss})(y_{sp} + r) - \alpha_p \beta_p' (\gamma_p' - \gamma_{loss}')(y_{sp}' - r); \qquad (8.2)$$

$$W_{pl} = \frac{bh^2}{6}\left[(1 - \xi_{crc})(3 + \xi_{crc}) + 2\varphi_f (3 - \xi_{crc}) + \frac{4\varphi_f' \xi_{crc}^2}{1 - \xi_{crc}}\right]; \qquad (8.3)$$

$$\varphi_f = \frac{(b_f - b) h_f}{bh}; \qquad (8.4)$$

$$\varphi_f' = \frac{(b_f' - b) h_f'}{bh}; \qquad (8.5)$$

$$\xi_{crc} = \frac{1 + \varphi_f}{2 + \varphi_f + 2\varphi_f'}. \qquad (8.6)$$

Таблица 8.3. **Изгибающие моменты в сечениях балки**

Сечение балки	$\frac{l_x}{l}$	l_x, м	Значения моментов, кН · м, при нагрузках		
			расчетных при $\gamma_f = 1$		полных расчетных при $\gamma_f > 1$
			продолжительно действующих	полных	
0—0	0,0085	0,15	30	35	42
I—I	0,03	0,475	93	109	130
II—II	0,059	1,05	199	233	278
III—III	0,167	2,85	481	565	672
IV—IV	0,333	5,85	788	926	1100
V—V	0,37	6,55	830	975	1159
VI—VI	0,5	8,85	890	1046	1243

Для наиболее неблагоприятных условий величину z_p ориентировочно можно определить по формуле

$$z_p = 0{,}24\ (3y_{sp} - y_{sp}' + 3{,}2a_{n,t}), \qquad (8.7)$$

при этом $A_{sp}' = 0{,}25\ A_{sp}$, т. е. $\alpha_p = 0{,}25$ (остальные величины расшифрованы в гл. 4).

Для элементов и конструкций 2-й категории требований по трещиностойкости необходимо обеспечить выполнение двух условий — отсутствие неупругих деформаций в напрягаемой арматуре от действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок (т. е. кратковременного действия полной нагрузки)

н надежное зажатие трещин в растянутой зоне при действии постоянных и длительных нагрузок (т. е. при продолжительном действии нагрузки).

Количество напрягаемой арматуры из условия, что в ней не должны возникать необратимые деформации, можно определять по формуле

$$A_{sp} = \frac{M_r}{R_{s,ser} z_p}, \qquad (8.8)$$

где при двойной напрягаемой арматуре

$$z_p = (0{,}8 + \alpha_p \psi'_p)\, z - \frac{\alpha_p}{1 + \alpha_p} \times$$

$$\times (\psi_p + \alpha_p \psi'_p)\,(y_{sp} + y'_{sp}), \qquad (8.9)$$

а при $A'_{sp} = 0$

$$z_p = (0{,}8 + \lambda \psi_p)\, z. \qquad (8.10)$$

В этих формулах

$$\psi_p = \beta_p (\gamma_p - \gamma_{loss}); \qquad (8.11)$$

$$\psi'_p = \beta'_p (\gamma'_p - \gamma_{loss}); \qquad (8.12)$$

$$z = h \left[1 - \frac{\frac{h'_f}{h} \varphi'_f + \xi^2_{crc}}{2 (\varphi'_f + \xi_{crc})} \right]. \qquad (8.13)$$

Для наиболее неблагоприятных условий формулы (8.9) и (8.10) принимают вид

$$z_p = z - 0{,}15 (y_{sp} + y'_{sp}); \qquad (8.14)$$

$$z_p = 0{,}94z. \qquad (8.15)$$

При этом $\alpha_p = 0{,}2$.

Из условия надежного зажатия трещин площадь напрягаемой арматуры можно определить по формуле

$$A_{sp} = \frac{M_{r,l} + 0{,}5 W_{red,b}}{R_{s,ser} z_p}, \qquad (8.16)$$

где при двойной напрягаемой арматуре ($A'_{sp} = \alpha_p A_{sp}$)

$$z_p = \psi_p (y_{sp} + a_{n,t}) - \alpha_p \psi'_p (y'_{sp} - a_{n,t}), \qquad (8.17)$$

а при $A'_{sp} = 0$

$$z_p = 1{,}1 (1 - \lambda)\, \psi_p (y_{sp} + a_{n,t}). \qquad (8.18)$$

Для наиболее неблагоприятных условий формулы (8.17) и (8.18) принимают вид

$$z_p = 0{,}19 (3{,}25 y_{sp} - y'_{sp} + 4{,}25 a_{n,t}); \qquad (8.19)$$

$$z_p = 0{,}61 (y_{sp} + a_{n,t}). \qquad (8.20)$$

Используя указанные выше зависимости, подбирают напрягаемую арматуру.

Для двускатных балок с уклоном верхнего пояса 1 : 12, воспринимающих равномерно распределенную нагрузку, опасное сечение находится на расстоянии $0{,}37l$ от опоры. Продольную арматуру подбирают по усилиям, действующим в этом сечении. Действительное сечение балки преобразуют в эквивалентное (см. рис. 8.10). Размеры поперечного сечения балки: $b = 0{,}08$ м; $b'_f = 0{,}4$ м; $b_f = 0{,}27$ м; $h'_f = 0{,}185$ м; $h_f = 0{,}21$ м. Высота балки переменна по длине. В рассматриваемом сечении $h_x = h_s + (l_x + 0{,}15)/12 = 0{,}79 + (6{,}55 + 0{,}15) : 12 = 1{,}35$ м.

Геометрические характеристики бетонного сечения: $A_b = 0{,}08 \cdot 1{,}35 + (0{,}4 - 0{,}08) \times 0{,}185 + (0{,}27 - 0{,}08)\, 0{,}21 = 0{,}108 + 0{,}0592 + 0{,}0399 = 0{,}2071$ м^2; $S_b = 0{,}108 \times 0{,}5 \cdot 1{,}35 + 0{,}0592\,(1{,}35 - 0{,}5 \cdot 0{,}185) + 0{,}0399 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}21 = 0{,}1515$ м^3; $y_b = 0{,}1515 : 0{,}2071 = 0{,}732$ м; $h - y_b = 1{,}35 - 0{,}732 = 0{,}618$ м; $I_b = 0{,}08 \cdot 1{,}35^3 : 12 + 0{,}108 + (0{,}5 \cdot 1{,}35 - 0{,}618)^2 + (0{,}4 - 0{,}08) \times 0{,}185^3 : 12 + 0{,}0592 + (0{,}618 - 0{,}5 \times 0{,}185)^2 + (0{,}27 - 0{,}08)\, 0{,}21^3 : 12 + 0{,}0399 \times (0{,}732 - 0{,}5 \cdot 0{,}21)^2 = 0{,}049103$ м^4; $W_{red,b} = 0{,}049\,103 : 0{,}732 = 0{,}06\,708$ м^3; $a_{n,t} = 0{,}06708 : 0{,}2071 = 0{,}324$ м.

По формулам (8.4)...(8.6) и (8.13):

$$\varphi_f = \frac{(0{,}27 - 0{,}08)\, 0{,}21}{0{,}08 \cdot 1{,}35} = 0{,}369;$$

$$\varphi'_f = \frac{(0{,}4 - 0{,}08)\, 0{,}185}{0{,}08 \cdot 1{,}35} = 0{,}548;$$

$$\xi_{crc} = \frac{1 + 0{,}369}{2 + 0{,}369 + 2 \cdot 0{,}548} = 0{,}395;$$

$$z = 1{,}35 \left[1 - \frac{\frac{0{,}185}{1{,}35} 0{,}548 + 0{,}395^2}{2\,(0{,}548 + 0{,}395)} \right] =$$

$$= 1{,}185 \text{ м}.$$

Напрягаемую арматуру располагают только в растянутой зоне. Принимают $a = 0{,}1$ м, поэтому $y_{sp} = y_b - a = 0{,}732 - 0{,}1 = 0{,}632$ м.

По формулам (8.20) и (8.16) находят площадь напрягаемой арматуры из условия надежного закрытия трещин при $M_l = 0{,}830$ МН · м (см. табл. 8.3):

$$z_p = 0{,}61\ (0{,}632 + 0{,}324) = 0{,}583 \text{ м};$$

$$A_{sp} = \frac{0{,}830 + 0{,}5 \cdot 0{,}06\,708}{1400 \cdot 0{,}583} = 0{,}001\,058 \text{ м}^2.$$

По формулам (8.15) и (8.8) определяют количество арматуры из условия ее упругой работы $z_p = 0{,}94 \cdot 1{,}185 = 1{,}114$ м; $A_{sp} = \frac{0{,}975}{1400 \cdot 1{,}114} = 0{,}000\,625$ м^2. Принимают 8Ø14 К19 ($A_{sp} = 8 \cdot 1{,}35 = 10{,}8$ см$^2 = 0{,}00108$ м^2). В верхней (сжатой) полке на расстоянии 0,03 м от верхней грани устанавливают продольную ненапрягаемую арматуру в количестве 4Ø10AIII ($A'_s = 3{,}14$ см$^2 = 0{,}000\,314$ м^2).

Геометрические характеристики поперечных сечений балки. Определены для нескольких сечений по длине балки, указанных на рис. 8.10. Последовательность вычислений рассмотрена на примере сечения VI—VI (в середине пролета).

Таблица 8.4. **Геометрические характеристики сечений балки**

Вычисляемые величины	Единица измерения	Значения величин в сечениях						
		0—0	I—I	II—II	III—III	IV—IV	V—V	VI—VI
$l_x + 0{,}125$	м	0,275	0,6	1,175	2,975	5,975	6,675	8,975
h_x	м	0,815	0,842	0,89	1,04	1,29	1,35	1,54
o	м	0,27	0,12	0,11	0,08	0,08	0,08	0,08
b'_f	м	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
h'_f	м	0,17	0,18	0,18	0,185	0,185	0,185	0,185
b_f	м	—	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27
h_f	м	—	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21	0,21
A_{red}	м²	0,2501	0,1909	0,1916	0,1902	0,2102	0,2150	0,2302
S_{red}	м³	0,10792	0,08898	0,09111	0,10610	0,14468	0,15468	0,18826
y_{red}	м	0,432	0,466	0,476	0,558	0,688	0,719	0,818
$h - y_{red}$	м	0,383	0,376	0,414	0,482	0,602	0,631	0,722
y_{sp}	м	0,332	0,366	0,376	0,458	0,588	0,619	0,718
y_s	м	0,353	0,346	0,384	0,452	0,572	0,601	0,692
I_{red}	м⁴	0,015228	0,015686	0,018056	0,026753	0,046447	0,052126	0,07270
$W_{red,b}$	м³	0,03525	0,03366	0,03793	0,04794	0,06751	0,07250	0,08888
$W_{red,t}$	м³	0,03976	0,04172	0,04361	0,05550	0,07715	0,08261	0,10069
$a_{n,t}$	м	0,141	0,176	0,198	0,252	0,321	0,337	0,386
$a_{n,b}$	м	0,159	0,219	0,228	0,292	0,367	0,384	0,437
$W_{pl,b}$	м³	0,06169	0,05049	0,05690	0,07191	0,10127	0,10875	0,13332
$W_{pl,t}$	м³	0,06958	0,06258	0,06542	0,06938	0,09644	0,10326	0,12586

Отношение модулей упругости арматуры и бетона $\alpha_s = \frac{180\,000}{32\,500} = 5{,}54$; $\alpha_s = \frac{200\,000}{32\,500} = 6{,}15$.

Площади поперечных сечений продольной арматуры, приведенные к бетону, $\alpha_s A_{sp} = 5{,}54 \cdot 0{,}00\,108 = 0{,}005\,982$ м²; $\alpha_s A'_{sp} = 6{,}15 \cdot 0{,}000\,314 = 0{,}001\,932$ м².

Высота балки в середине пролета (в коньке) $h = 1{,}54$ м.

Площадь приведенного сечения балки $A_{red} = 0{,}08 \cdot 1{,}54 + (0{,}4 - 0{,}08)\ 0{,}185 + (0{,}27 - 0{,}08)\ 0{,}21 + 0{,}005\,962 + 0{,}001\,932 = 0{,}1232 + 0{,}0592 + 0{,}0399 + 0{,}005\,962 + 0{,}001\,932 + 0{,}2302$ м².

Статический момент площади приведенного сечения относительно нижней грани, принимая всю арматуру растянутой зоны сосредоточенной в точке на расстоянии 0,1 м от нижней грани, $S_{red} = 0{,}5 \cdot 0{,}08 \cdot 1{,}54^2 + 0{,}0592 \times (1{,}54 - 0{,}5 \cdot 0{,}185) + 0{,}0399 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}21 + 0{,}005\,962 \cdot 0{,}1 + 0{,}001\,932\ (1{,}54 - 0{,}03) = 0{,}18\,826$ м³.

Положение центра тяжести приведенного сечения $y_{red} = 0{,}18826 : 0{,}2302 = 0{,}818$ м; $h - y_{red} = 1{,}54 - 0{,}818 = 0{,}722$ м.

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до центров тяжести нижней и верхней арматуры: $y_{sp} = 0{,}818 - 0{,}1 = 0{,}718$ м; $y'_s = 0{,}722 - 0{,}03 = 0{,}692$ м. Момент инерции приведенного сечения $I_{red} = 0{,}08 \times 1{,}54^3 : 12 + 0{,}1232\ (0{,}5 \cdot 1{,}54 - 0{,}722)^2 + (0{,}4 - 0{,}08)\ 0{,}185^3 : 12 + 0{,}0592 \times (0{,}722 - 0{,}5 \cdot 0{,}185)^2 + (0{,}27 - 0{,}08) \times 0{,}21^3 : 12 + 0{,}0399 \cdot (0{,}818 - 0{,}5 \cdot 0{,}21)^2 + 0{,}005\,962 \cdot 0{,}718^2 + 0{,}001\,932 \cdot 0{,}692^2 = 0{,}07\,270$ м⁴.

Моменты сопротивления приведенного сечения для нижней и верхней граней $W_{red,b} = 0{,}0727 : 0{,}818 = 0{,}08\,888$ м³; $W_{red,t} = 0{,}0727 : 0{,}722 = 0{,}10\,069$ м³.

Расстояния от центра тяжести приведенного сечения до верхней и нижней ядровых точек $a_{n,t} = 0{,}08\,888 : 0{,}2302 = 0{,}386$ м; $a_{n,b} = 0{,}10\,069 : 0{,}2302 = 0{,}437$ м.

Моменты сопротивления приведенного сечения для крайних волокон с учетом неупругих деформаций растянутого бетона определяют по формуле (4.17). Для нижних растянутых волокон по п. 6 табл. 4.1 при $3 < b'_f/b = 0{,}40 : 0{,}08 = 5 < 8$ и $b_f/b = 0{,}27 : 0{,}08 = 3{,}375 < 4$ имеем $\gamma = 1{,}5$, поэтому $W_{pl,b} = 1{,}5 \times 0{,}08\,888 = 0{,}13\,332$ м³. Для верхних растянутых волокон, заменив в соотношениях п. 6 табл. 4.1 b'_f на b_f и наоборот, при $3 < b'_f/b = 0{,}27 : 0{,}08 = 3{,}375 < 8$; $b_f/b = 0{,}40 : 0{,}08 = 5 > 4$ и $h_f/h = 0{,}185 : 1{,}54 = 0{,}12 < 0{,}2$ $\gamma = 1{,}25$, следовательно $W_{pl,t} = 1{,}25 \times 0{,}10\,069 = 0{,}12\,586$ м³.

Аналогично вычисляют геометрические характеристики и для других сечений балки. Результаты вычислений приведены в табл. 8.4.

Предварительное напряжение арматуры и его потери. Назначают величину первоначального (без учета потерь) предварительного напряжения арматуры $\sigma_{sp} = 1300$ МПа. Допустимое

Таблица 8.5. **Потери предварительного напряжения арматуры от усадки и ползучести бетона**

Вычисляемые величины	Единица измерения	Значения величин в сечениях						
		0—0	I—I	II—II	III—III	IV—IV	V—V	VI—VI
$l_x + 0{,}125$	м	0,275	0,6	1,175	2,975	5,975	6,675	8,975
γ_{s5}	—	0,308	0,673	1	1	1	1	1
$\gamma_{s5}P_0$	кН	360,4	787,5	1170,2	1170,2	1170,2	1170,2	1170,2
M_d	МН·м	0,00634	0,0197	0,0421	0,1020	0,1671	0,1760	0,1888
σ_{bp}	МПа	3,91	10,37	14,39	13,58	12,16	11,96	11,52
σ'_{bs}	МПа	—1,19	—1,82	—2,35	—1,18	—0,85	—0,88	—1,12
σ_b	МПа	4,7	12,6	17,5	16,5	14,8	14,5	14,0
$\sigma_{sp,1}$	МПа	329	716,6	1066	1067	1068,7	1069	1069,5
$P_{0,1}$	кН	355,3	773,9	1151,3	1152,4	1154,2	1154,5	1155,1
σ_8	МПа	13,1	28,6	42,5	42,5	42,5	42,5	42,5
σ_9	МПа	17,8	47,2	65,5	61,8	55,4	54,5	52,5
σ_{loss}	МПа	252,1	304,9	342,0	337,3	329,2	328,0	325,5
$\sigma_{sp,2}$	МПа	298,1	640,8	958,0	962,7	970,8	972,0	974,5

отклонение предварнтельного напряженнн при механическом способе натяжения $\Delta\sigma_{sp} = 0{,}05\,\sigma_{sp} = 0{,}05 \cdot 1300 = 65$ МПа. Следовательно, $\sigma_{sp} + \Delta\sigma_{sp} = 1300 + 65 = 1365$ МПа $< R_{s,ser} = 1400$ МПа; $\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} = 1300 - 65 = 1235$ МПа $> 0{,}3\ R_{s,ser} = 0{,}3 \times 1400 = 420$ МПа (условия (2.5) н (2.6) выполнены).

По формулам табл. 2.4 определяют потери, проявляющиеся до обжатия бетона. Потерн от релаксации напряженнй в арматуре $\sigma_1 = (0{,}21 \cdot 1300 : 1400 - 0{,}1)\ 1300 = 123{,}5$ МПа. Потерн от температурного перепада между упорами стенда и бетоном при $\Delta t = 60$ °С: $\sigma_2 = 1{,}25 \cdot 60 = 75$ МПа. Потерн от деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств, при $\Delta l = 2$ мм и $l = 20$ м: $\sigma_3 = 2 \cdot 180\,000 : 20\,000 = 18$ МПа.

Трения арматуры об огибающие устройства нет из-за отсутствия последних, поэтому $\sigma_4 = 0$. Арматура натягивается на упоры стенда и потери из-за деформацнн стальной формы отсутствуют, т. е. $\sigma_6 = 0$

Суммарные потерн до обжатия бетона $\sigma_{loss} = 123{,}5 + 75 + 18 + 0 + 0 = 216{,}5$ МПа, а предварнтельное напряжение арматуры $\sigma_{sp} = 1300 - 216{,}5 = 1083{,}5$ МПа.

Усилне предварительного обжатня $P_0 = 1083{,}5 \cdot 0{,}00\,108 = 1{,}1702$ МН.

Дальнейшая последовательность определения потерь показана на примере сечения VI — VI (в середнне пролета).

Изгибающнй момент в середине пролета от веса балки с учетом коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$. $M_d = 4{,}82 \cdot 17{,}7^2 : 8 = 188{,}8$ кН · м $= 0{,}1888$ МН · м.

Напряжения в бетоне при обжатии на уровне напрягаемой (нижней) и ненапрягаемой (верхней) арматуры:

$$\sigma_{bp} = \frac{1{,}1702}{0{,}2302} + \frac{1{,}1702 \cdot 0{,}718 - 0{,}1888}{0{,}0727}\,0{,}718 = 11{,}52 \text{ МПа};$$

$$\sigma'_{bs} = \frac{1{,}1702}{0{,}2302} - \frac{1{,}1702 \cdot 0{,}718 - 0{,}1888}{0{,}0727}\,0{,}692 = -1{,}12 \text{ МПа} < 0.$$

Передаточная прочность бетона $R_{bp} = 0{,}7\ B = 0{,}7 \cdot 40 = 28$ МПа. Так как σ_{bp}, $R_{bp} = 11{,}52 : 28 = 0{,}411 < \alpha = 0{,}75$, потери от быстронатекающей ползучести бетона с учетом коэффициента 0,85 (пропаренный бетон) $\sigma_b = 0{,}85 \cdot 40 \cdot 0{,}411 = 14$ МПа.

Так как $\sigma'_{bs} < 0$, величины предварительных сжимающих напряжений в ненапрягаемой арматуре равны нулю, т. е. $\sigma'_s = 0$.

Первые потери $\sigma_{loss} = 216{,}5 + 14 = 230{,}5$ МПа.

Предварнтельное напряжение в напрягаемой арматуре с учетом первых потерь (при $\gamma_{sp} = 1$) $\sigma_{sp,1} = 1300 - 230{,}5 = 1069{,}5$ МПа. Усилие предварительного обжатия с учетом этнх потерь $P_{01} = 1069{,}5 \cdot 0{,}00108 - 0 = 1{,}1551$ МН.

Потери в напрягаемой арматуре, вызванные усадкой бетона, $\sigma_8 = 0{,}85 \cdot 50 = 42{,}5$ МПа. Потерн от ползучестн бетона $\sigma_9 = 0{,}85 \cdot 150 \times 0{,}411 = 52{,}5$ МПа.

Ненапрягаемая арматура S' расположена в растянутой при обжатнн зоне, поэтому $\sigma'_s = 0$.

Общие потери $\sigma_{loss} = 123{,}5 + 75{,}0 + 18{,}0 + 0 + 0 + 14{,}0 + 42{,}5 + 52{,}5 = 325{,}5$ МПа > 100 МПа.

Предварительное напряжение арматуры после проявления всех потерь (при $\gamma_{sp} = 1$) $\sigma_{sp,2} = 1300 - 325{,}5 = 974{,}5$ МПа.

Аналогнчно определяют напряжения в арматуре и для других сечений балки. Результаты вычислений сведены в табл. 8.5.

Для сечений балкн, расположенных в пределах длины зоны передачн напряжений l_p,

величины напряжений в арматуре необходимо умножить на коэффициент условий работы γ_{s5} (см. табл. 1.30). Поскольку в данном случае величина предварительного напряжения арматуры с учетом потерь, проявившихся до обжатия бетона, $\sigma_{sp} = 1083{,}5$ МПа $< R_s = 1150$ МПа, по формуле (5.19) при $\omega_p = 1$ и $\Delta\lambda_p = 25$ $l_p = (1{,}0 \cdot 1150 : 28{,}0 + 25) = 892$ мм $= 0{,}892$ м. Таким образом, сечения 0—0 и I—I находятся в пределах длины зоны передачи напряжений, поэтому для этих сечений $\gamma_{s5} = (l_x + 0{,}125)/l_p$. Для остальных $\gamma_{s5} = 1$.

При определении потерь принят срок нагружения балки $t = 100$ сут после ее изготовления. Если бы нагружение осуществлялось в другие сроки, потери от усадки и ползучести бетона следовало бы определять с учетом коэффициента φ_l (см. формулу (2.8)). Так, при $t = 50$ сут $\varphi_l = 4 \cdot 50/(100 + 3 \cdot 50) = 0{,}8$; $\sigma_8 = 0{,}8 \cdot 42{,}5 = 34$ МПа; $\sigma_9 = 0{,}8 \cdot 52{,}5 = 42$ МПа. Соответственно изменилась бы и величина $\sigma_{sp,2}$.

Расчет прочности балки в стадии эксплуатации. *Проверка размеров бетонного сечения.* Размеры сечения проверяют из условия (3.259), обеспечивающего прочность бетона стенки по сжатой полосе между наклонными трещинами. Рассмотрены два сечения: первое расположено в месте резкого уменьшения толщины стенки, т. е. у нормального сечения I—I (см. рис. 8.9), второе — на расстоянии 2,75 м от торца балки, где толщина стенки становится минимальной, т. е. вблизи сечения III—III. Поскольку между местом приложения опорной реакции и рассматриваемыми сечениями поперечная нагрузка отсутствует (плиты покрытия опираются на балку с шагом 3 м), величину внешней поперечной силы принимают равной опорной реакции, т. е. $Q = 0{,}281$ МН. Так как поперечное армирование пока неизвестно, принимают (в запас) $A_w = 0$, тогда по формуле (3.260) $\varphi_1 = 1$.

При отсутствии нагрузок малой суммарной продолжительности по табл. 1.19 принимают $\gamma_{b2} = 0{,}9$ поэтому $R_b = 0{,}9 \cdot 22{,}5 = 20{,}25$ МПа; $R_{bt} = 0{,}9 \cdot 1{,}35 = 1{,}215$ МПа. По формуле (3.262) $\varphi_{b1} = 1 - 0{,}01 \cdot 20{,}25 = 0{,}798$.

Для сечения I — I $b = 0{,}12$ м; $h_0 = 0{,}742$ м, следовательно, правая часть формулы (3.259) $Q_u = 0{,}25 \cdot 1 \cdot 0{,}798 \cdot 20{,}25 \cdot 0{,}12 \times 0{,}742 = 0{,}36$ МН. Для сечения III — III $b = 0{,}08$ м; $h_0 = 0{,}94$ м, поэтому $Q_u = 0{,}25 \times 1 \cdot 0{,}798 \cdot 20{,}25 \cdot 0{,}08 \cdot 0{,}94 = 0{,}304$ МН. Так как для обоих сечений выполняется условие $Q_u > Q = 0{,}281$ МН, принятые размеры поперечного сечения достаточны.

Прочность нормальных сечений. Проверяют прочность для опасного сечения V—V, расположенного на расстоянии $0{,}37l$ от опоры. Установившееся предварительное напряжение арматуры определяют с учетом коэффициента точности натяжения. Для этого по формуле (2.10)

$$\Delta\gamma_{sp} = \frac{0{,}5 \cdot 65}{1300}\left(1 + \frac{1}{\sqrt{8}}\right) = 0{,}034.$$

Так как $M_{bl} = R_{bt,ser} W_{pl,b} = 2{,}05 \times 0{,}10875 = 0{,}2229$ МН · м; $M_{rp} = P_{02}(e_{0p} + a_{n,l}) = 972{,}0 \cdot 0{,}00108\,(0{,}619 + 0{,}337) = 1{,}0036$ МН · м, и, следовательно, $M_{bl}/M_{rp} = 0{,}2229 : 1{,}0036 = 0{,}222 < 0{,}25$, принимают $\Delta\gamma_{sp} = 0{,}034 < 0{,}05$. По формуле (2.9) $\gamma_{sp} = 1 - 0{,}034 = 0{,}966$.

Определяют граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона. По формулам (3.18), (3.19) и (3.17):

$\omega = 0{,}85 - 0{,}008 \cdot 20{,}25 = 0{,}688$; $\sigma_{sl} = 1150 + 400 - 0{,}966 \cdot 972{,}0 = 611$ МПа;

$$\xi_R = \frac{0{,}688}{1 + \frac{611}{500}\left(1 + \frac{0{,}688}{1{,}1}\right)} = 0{,}472.$$

Принимая в первом приближении $\gamma_{s6} = \eta = 1{,}15$, проверяют условие (3.47): $R_b b_f' h_f' + R_{sc} A_s' = 20{,}25 \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}185 + 365 \cdot 0{,}000314 = 1{,}613$ МН $> \gamma_{s6} R_s A_{sp} = 1{,}15 \cdot 1150 \cdot 0{,}00108 = 1{,}428$ МН. Так как оно соблюдается, граница сжатой зоны проходит в полке, и расчет выполняют как для элемента прямоугольного сечения шириной $b = b_f' = 0{,}4$ м.

По формуле (3.22) при $\gamma_{s6} = 1{,}15$ высота сжатой зоны

$$x = \frac{1{,}15 \cdot 1150 \cdot 0{,}00108 - 365 \cdot 0{,}000\,314}{20{,}25 \cdot 0{,}4} = 0{,}176 \text{ м}.$$

Поскольку $\xi = x/h_0 = 0{,}176 : 1{,}25 = 0{,}141 < \xi_R = 0{,}432$, прочность проверяют из условия (3.23) при $h_0 = h - a = 1{,}35 - 0{,}1 = 1{,}25$ м.

По формуле (3.21) $\gamma_{s6} = 2 \cdot 1{,}15 - 1 - 2 \times (1{,}15 - 1) \cdot 0{,}141 : 0{,}432 = 1{,}22 > \eta = 1{,}15$. Принимают $\gamma_{s6} = 1{,}15$, следовательно, $x = 0{,}176$ м.

Несущая способность рассматриваемого сечения $M_u = 20{,}25 \cdot 0{,}4 \cdot 0{,}176\,(1{,}25 - 0{,}5 \times 0{,}176) + 365 \cdot 0{,}000314\,(1{,}25 - 0{,}03) = 1{,}796$ МН · м $> M_x = 1{,}159$ МН · м, т. е. прочность сечения V—V обеспечена.

Прочность других нормальных сечений не проверяют, так как она тем более обеспечена.

Прочность наклонных сечений. Двускатная балка представляет собой элемент, сжатая грань которого наклонена к продольной оси под углом β. Приведенные в гл. 3 и 7 расчетные зависимости справедливы для расчета лишь элементов постоянного по длине сечения. Порядок расчета элементов с переменной высотой сечения следующий.

1. Назначают величину c_b из условия

$$c_b = h_0 \frac{\varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)}{\varphi_{b3}(1 + \varphi_n) - \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n)\operatorname{tg}\beta}, \quad (8.21)$$

но не более длины приопорного участка, равного при равномерно распределенной нагруз-

ке 1/4 пролета, а при сосредоточенных нагрузках — расстоянию от опоры до ближайшего груза, но не менее 1/4 пролета. Здесь h_0 — рабочая высота элемента у начала наклонного сечения в растянутой зоне.

2. Определяют величину поперечной силы Q_b, воспринимаемой бетоном сжатой зоны, по формуле

$$Q_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n) \times$$
$$\times R_{bt} b (h_0 + c_b \operatorname{tg}\beta)^2 / c_b, \qquad (8.22)$$

но не менее $\varphi_{b3}(1 + \varphi_n) R_{bt} b (h_0 + c_b \operatorname{tg}\beta)$.

3. По формуле (3.280) определяют требуемую интенсивность поперечных стержней q_w и проверяют условие (3.278).

4. Находят длину проекции опасного наклонного сечения c_0 по уравнению

$$a_1 c_0^2 - b_1 c_0 - c_1 = 0, \qquad (8.23)$$

где

$$a_1 = q_w - k \operatorname{tg}^2\beta; \qquad (8.24)$$
$$b_1 = 2kh_0 \operatorname{tg}\beta; \qquad (8.25)$$
$$c_1 = kh_0^2; \qquad (8.26)$$
$$k = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b. \qquad (8.27)$$

5. Назначают величину c из условий: $c \leqslant c_0$; $c \leqslant c_b$; $c \leqslant 2h_0(1 + 2 \operatorname{tg}\beta)$.

6. По формуле (3.265) при вычисленном значении c и $Q_w = Q - Q_b$ уточняют величину q_w и принимают ее наибольшее значение, вычисленное по п. п. 3 и 6.

7. В соответствии с конструктивными требованиями и по условию (3.279) назначают шаг поперечных стержней s_w.

8. По формуле (3.266) определяют требуемую площадь A_w и подбирают поперечную арматуру.

Порядок расчета предназначен для элементов, сжатая грань которых наклонена под углом β к продольной оси, а растянутая параллельна ей.

В двускатных балках покрытия желательно менять интенсивность поперечного армирования по длине. Обычно интенсивность, определяемую по наибольшей поперечной силе, принимают на длине l_1 от опоры, затем на участке длиной l_2 увеличивают шаг поперечных стержней, а в средней части пролета (участок длиной l_3) поперечное армирование назначают по конструктивным требованиям. При изменении интенсивности поперечных стержней по длине двускатной балки с q_{w1} на q_{w2} (например, увеличением шага поперечных стержней) участок с интенсивностью q_{w1} принимают до сечения, в котором поперечная сила становится равной усилию $Q_b + Q_{w2}$, воспринимаемому бетоном и поперечными стержнями при интенсивности последних q_{w2}. При наличии равномерно распределенной нагрузки длину участка с интенсивностью q_{w1} принимают

$$l_1 = (Q - P_i - Q_b - Q_{w2})/q, \qquad (8.28)$$

где Q — наибольшая поперечная сила на участке l_1 (у опоры); q и P_i — равномерно распределенная и сосредоточенная нагрузки, действующие в пределах длины l_1.

Если интенсивность поперечных стержней q_{w2} не удовлетворяет условию (3.278), т. е. они установлены по конструктивным соображениям, участок с интенсивностью q_{w1} принимают до сечения, в котором поперечная сила Q становится равной величине поперечной силы $Q_{b,u}$, вычисляемой по правой части формулы (3.276). В этом случае значение l_1 определяют по формуле (8.28) с заменой $Q_b + Q_{w2}$ на $Q_{b,u}$. Длина участка с интенсивностью q_{w1} должна также приниматься не менее

$$l_1 = \frac{Q - Q_b - Q_{w2}}{q_{w1} - q_{w2}}. \qquad (8.29)$$

Длину участка l_2 определяют аналогично.

Проверяют необходимость расчета поперечной арматуры. Рассматривают наклонное сечение, начало которого в растянутой зоне совпадает с нормальным сечением I—I, т. е. с местом резкого изменения толщины стенки. В этом месте толщина стенки равна 0,12 м, но по мере удаления она уменьшается и становится равной 0,08 м (см. рис. 8.9). Поэтому при расчете принимают (в запас) $b = 0{,}08$ м.

Используя данные табл. 8.5, определяют усилие обжатия в сечении I—I при $\gamma_{sp} = 0{,}966$ $P_{02} = 0{,}966 \cdot 640{,}8 \cdot 0{,}00108 = 0{,}6685$ МН. Тогда по формуле (3.274)

$$\varphi_n = \frac{0{,}1 \cdot 0{,}6685}{1{,}215 \cdot 0{,}08 \cdot 0{,}742} = 0{,}927 > 0{,}5.$$

Принимают $\varphi_n = 0{,}5$ и при $c = 0{,}25\,l - l_x = 0{,}25 \cdot 17{,}7 - 0{,}475 = 3{,}95$ м находят $Q_{b,u} = 1{,}5(1 + 0{,}5)\,1{,}215 \cdot 0{,}08 \cdot 0{,}742^2 : 3{,}95 = 0{,}0305$ МН $< \varphi_{b3}(1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0 = 0{,}6\ (1 + 0{,}5)\,1{,}215 \cdot 0{,}08 \cdot 0{,}742 = 0{,}0649$ МН.

Проверяют условие (3.276). Так как $Q = 0{,}281$ МН $> Q_{b,u} = 0{,}0649$ МН, необходим расчет поперечной арматуры.

При $b_f' = 0{,}4$ м $< b + 3h_f' = 0{,}08 + 3 \times 0{,}185 = 0{,}635$ м

$$\varphi_f = \frac{0{,}75(0{,}4 - 0{,}08)\,0{,}185}{0{,}08 \cdot 0{,}742} = 0{,}745 > 0{,}5.$$

Принимают $\varphi_f = 0{,}5$. Учитывая, что $\operatorname{tg}\beta = 1/12$, по формуле (8.21)

$$c_b = 0{,}742 \frac{2(1 + 0{,}5 + 0{,}5)}{0{,}6(1 + 0{,}5) - 2(1 + 0{,}5 + 0{,}5) : 12} = 5{,}24 \text{ м} >$$
$$> 0{,}25l - l_x = 3{,}95 \text{ м}.$$

Принимают $c_b = 3{,}95$ м и по формуле (8.22) находят $Q_b = 2(1 + 0{,}5 + 0{,}5)\,1{,}215 \cdot 0{,}08 \times (0{,}742 + 3{,}95 : 12)^2 : 3{,}95 = 0{,}1129$ МН $> \varphi_{b3}(1 + \varphi_n) R_{bt} b (h_0 + c_b \operatorname{tg}\beta) = 0{,}6\ (1 + 0{,}5)\,1{,}215 \cdot 0{,}08\ (0{,}742 + 3{,}95 : 12) = 0{,}0937$ МН.

Требуемую интенсивность поперечного армирования определяют по формуле (3.280) $q_w =$

$= \frac{(0{,}281 - 0{,}1129)^2}{0{,}1129 \cdot 3{,}95} = 0{,}0634$ МН/м $> 0{,}5 \times$ $\times R_{bt} b = 0{,}5 \cdot 1{,}215 \cdot 0{,}08 = 0{,}0486$ МН/м.

По формулам (8.24)...(8.27) $k = 2\,(1 + 0{,}5 + 0{,}5)\,1{,}215 \cdot 0{,}08 = 0{,}3888$ МН/м; $a_1 = 0{,}0634 - 0{,}3888 : 12^2 = 0{,}0607$ МН/м; $b_1 = 2 \cdot 0{,}3888 \cdot 0{,}742 : 12 = 0{,}0481$ МН; $c_1 = 0{,}3888 \cdot 0{,}742^2 = 0{,}2141$ МН · м.

С учетом этого уравнение (8.23) принимает вид: $0{,}0607\ c_0^2 - 0{,}0481\ c_0 - 0{,}2141 = 0$, откуда $c_0 = 2{,}316$ м $> 2h_0\,(1 + 2 \operatorname{tg} \beta) = 2 \times$ $\times 0{,}742\ \ (1 + 2 : 12) = 1{,}731$ м. Принимают $c = 1{,}731$ и по формуле (3.265) уточняют: $q_w = (0{,}281 - 0{,}1129) : 1{,}731 = 0{,}0971$ МН/м.

Наибольший шаг поперечных стержней определяют по формуле (3.279) $s_{w,\max} = 0{,}75 \cdot 2 \times$ $\times (1 + 0{,}5 + 0{,}5)\,1{,}215 \cdot 0{,}08 \cdot 0{,}742^2 : 0{,}281 =$ $= 0{,}571$ м.

По конструктивным требованиям при $h >$ > 450 мм $s_w \leqslant h/3 = 0{,}842 : 3 = 0{,}281$ м. Принимают $s_w = 0{,}15$ м. Площадь сечения поперечной арматуры класса A-III (диаметром 6...8 мм) определяют по формуле (3.266) $A_w =$ $= 0{,}0971 \cdot 0{,}15 : 0{,}285 = 0{,}0\,000\,511$ м^2 $=$ $= 0{,}511$ см^2. Принимают 2$\varnothing$6 A III ($A_w =$ $= 0{,}57$ см^2) с шагом 150 мм.

Выясняют, на каком расстоянии от опоры шаг поперечных стержней может быть увеличен от $s_{w1} = 0{,}15$ м до $s_{w2} = 0{,}3$ м. При этом интенсивность поперечного армирования $q_{w1} =$ $= 285 \cdot 0{,}000\,057 : 0{,}15 = 0{,}1083$ МН/м; $q_{w2} =$ $= 285 \cdot 0{,}000\,057 : 0{,}3 = 0{,}0541$ МН/м $> 0{,}5 \times$ $\times R_{bt} b = 0{,}0486$ МН/м.

При $c = 1{,}731$ м $Q_{w1} = 0{,}1083 \cdot 1{,}731 =$ $= 0{,}1875$ МН; $Q_{w2} = 0{,}0541 \cdot 1{,}731 = 0{,}0936$ МН. По формулам (8.28) и (8.29):
$l_1 = (0{,}281 - 0 - 0{,}1129 - 0{,}0936) : 0{,}03176 =$ $= 2{,}346$ м; $l_1 = \dfrac{0{,}281 - 0{,}1129 - 0{,}0936}{0{,}1083 - 0{,}0541} =$ $= 1{,}375$ м.

Принимают $l_1 = 3$ м, т. е. на всю ширину крайней плиты покрытия, установленной на балку. Определяют поперечную силу в конце участка l_1: $Q_1 = Q - ql_1 = 0{,}281 - 0{,}03\,176 \cdot 3 =$ $= 0{,}1857$ МН.

Поперечное армирование в средней части пролета балки назначают 2$\varnothing$6AIII с шагом 500 мм, тогда $q_{w3} = 285 \cdot 0{,}000\,057 : 0{,}5 =$ $= 0{,}0325$ МН/м $< 0{,}5\ R_{bt} b = 0{,}0486$ МН/м.

Рабочая высота в сечении балки, отстоящем от опоры на расстоянии $l_x = 0{,}25\ l = 4{,}425$ м: $h_0 = 0{,}69 + 4{,}425 : 12 = 1{,}06$ м. Следовательно, $Q_{b,u} = 1{,}5\ \ (1 + 0{,}5)\,1{,}215 \cdot 0{,}08 \times$ $\times 1{,}06^2 : 4{,}425 = 0{,}0555$ МН $< 0{,}6\,(1 + 0{,}5) \times$ $\times 1{,}215 \cdot 0{,}08 \cdot 1{,}06 = 0{,}0927$ МН.

Так как интенсивность q_{w3} не удовлетворяет условию $q_{w3} \geqslant 0{,}5\ R_{bt} b$, длину участка l_2 определяют по формуле (8.28) с заменой $Q_b +$ $+ Q_{w3}$ на $Q_{b,u} = 0{,}0927$ МН $l_2 = (0{,}1857 -$ $- 0{,}0927) : 0{,}03176 = 2{,}93$ м. Следовательно, окончательно принимают: на приопорном участке длиной $l_1 = 3$ м шаг поперечных стержней $s_{w1} = 0{,}15$ м; на следующем участке длиной $l_2 = 3$м $s_{w2} = 0{,}3$ м, после чего увеличивают шаг до $s_{w3} = 0{,}5$ м.

Необходимо выяснить необходимость расчета прочности наклонных сечений по изгибающему моменту. Для этой цели по формуле (4.4) определяют момент образования трещин (с учетом замены $R_{bt,ser}$ на R_{bt}) в нормальном сечении, проходящем через конец зоны передачи напряжений, т. е. на расстоянии 0,892 м от торца балки. Геометрические характеристики этого сечения принимают средними между

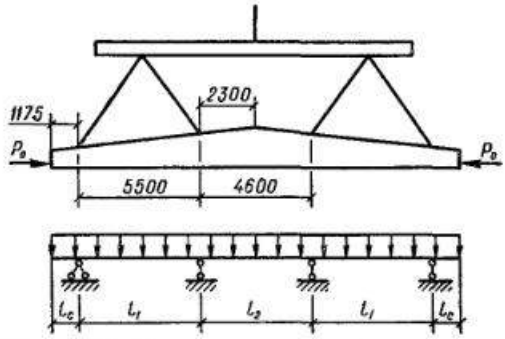


Рис. 8.11. Схема нагружения балки в стадии изготовления и подъема.

сечениями I — I и II—II (см. табл. 8.5), т. е. $e_{0p} = y_{sp} = 0{,}371$ м; $a_{n,t} = 0{,}187$ м; $W_{pl,b} =$ $= 0{,}0537$ м^3. Полные потери преднапряжения принимают такими же, как для сечения II—II, т. е. $\sigma_{loss} = 342$ МПа.

Момент от внешних нагрузок в рассматриваемом сечении $M = 0{,}5 \cdot 21{,}76 \cdot 0{,}892\ (17{,}7 -$ $- 0{,}892) = 238$ кН · м $= 0{,}238$ МН · м; усилие предварительного напряжения $P_{02} = 0{,}966$ $(1300 - 342)\ 0{,}00108 = 0{,}9995$ МН; момент образования трещин $M_{crc} = 0{,}9995\ (0{,}371 +$ $+ 0{,}187) + 1{,}215 \cdot 0{,}0537 = 0{,}623$ МН · м $>$ $> M = 0{,}238$ МН · м.

Поскольку трещины не образуются, прочность сечения по изгибающему моменту не рассчитывают.

Прочность балки в коньке. В двускатных балках с полкой в сжатой зоне возникает вертикальное усилие D, отрывающее верхнюю полку от стенки. Оно должно восприниматься дополнительными вертикальными стержнями периодического профиля, расположенными на участке длиной не более $^1/_3$ высоты сечения в коньке. Величина вертикального усилия $D =$ $= \dfrac{2M}{h_0 - 0{,}5h_f'} \operatorname{tg} \beta = \dfrac{2 \cdot 1{,}243}{1{,}44 - 0{,}5 \cdot 0{,}185} \times$ $\times \dfrac{1}{12} = 0{,}154$ МН. Площадь сечения дополнительной арматуры класса A-III $A_s = D/$ $/R_s = 0{,}154 : 365 = 0{,}000\,422$ м^2 $= 4{,}22$ см^2. Принимают 6$\varnothing$10 AIII ($A_s = 4{,}71$ см^2).

Расчет балки в стадии изготовления, транспортирования и монтажа. Усилие в напрягаемой арматуре P_0 вводят в расчет как внешнюю нагрузку. Монтажные петли для подъема балки устанавливают в четырех точках по

длине: на расстоянии 1,2 м от торцов (сечение II—II) и 2,3 м от середины пролета (сечение V—V) (рис. 8.11). Эти сечения принимают за расчетные в стадии изготовления и подъема балки.

Характеристики бетона при передаточной прочности: $R_b^p = 15{,}8$ МПа; $R_{bt}^p = 1{,}16$ МПа; $R_{b,ser}^p = 20{,}6$ МПа, $R_{bt,ser}^p = 1{,}74$ МПа; $E_b^p = 29200$ МПа. При проверке прочности балки вводят коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b8} = 1{,}1$ (см. табл. 1.19).

Проверка прочности нормальных сечений. Так как усилие предварительного обжатия в данном случае — неблагоприятный фактор, принимают коэффициент точности натяжения $\gamma_{sp} > 1$, т. е. $\gamma_{sp} = 1 + 0{,}034 = 1{,}034$. Следовательно, по формуле (3.169) $N_{con} = [1{,}034\ (1300 - 216{,}5 - 17{,}5) - 330] \cdot 0{,}00108 = 0{,}834$ МН.

Невыгоднейшие значения изгибающих моментов от веса конструкции, растягивающих верхнюю грань, возникают в местах установки монтажных петель при подъеме балки. Находят эти моменты с учетом коэффициента динамичности 1,4 как для трехпролетной балки с двумя консолями (см. рис. 8.11) при $\gamma_f = 1$:

в сечении II — II

$$M_2 = 0{,}5 \cdot 4{,}82 \cdot 1{,}175^2 \cdot 1{,}4 = 4{,}66 \text{ кН} \cdot \text{м} = 0{,}00\,466 \text{ МН} \cdot \text{м},$$

в сечении V — V

$$M_5 = \frac{g_d\,(l_1^3 + l_2^3 - 2l_1 l_c^2)}{4\,(2l_1 + 3l_2)}\,1{,}4 = \frac{4{,}82\,(5{,}5^3 + 4{,}6^3 - 2 \cdot 5{,}5 \cdot 1{,}75^2)}{4\,(2 \cdot 5{,}5 + 3 \cdot 4{,}6)} \times 1{,}4 = 16{,}9 \text{ кН} \cdot \text{м} = 0{,}0169 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Рабочая высота: сечения II — II $h_{02} = 0{,}89 - 0{,}03 = 0{,}86$ м; сечения V — V $h_{0,5} = 1{,}35 - 0{,}03 = 1{,}32$ м.

Расчетное сопротивление бетона, соответствующее передаточной прочности, с учетом коэффициента $\gamma_{b8} = 1{,}1$, $R_b^p = 15{,}8 \cdot 1{,}1 = 17{,}4$ МПа.

По формулам (3.18) и (3.17) определяют $\omega = 0{,}85 - 0{,}008 \cdot 17{,}4 = 0{,}711$; $\xi_R = \dfrac{0{,}711}{1 + \dfrac{365}{400}\left(1 - \dfrac{0{,}711}{1{,}1}\right)} = 0{,}538.$

Проверяют условие (3.178). Так как $R_b^p b_f' h_f' - R_s A_s = 17{,}4 \cdot 0{,}27 \cdot 0{,}21 - 365 \times 0{,}000\,314 = 0{,}872$ МН $> N_{con} = 0{,}384$ МН, для обоих сечений граница сжатой зоны проходит в полке, и сечения рассчитывают как прямоугольные шириной $b_f' = 0{,}27$ м.

Сначала проверяют прочность сечения II—II. По формуле (3.171)

$$x = \frac{0{,}834 + 365 \cdot 0{,}000\,314}{17{,}4 \cdot 0{,}27} = 0{,}202 \text{ м}.$$

Так как $\xi = x/h_0 = 0{,}202 : 0{,}86 = 0{,}235 < \xi_R = 0{,}538$, прочность проверяют из условия (3.172)

Эксцентриситет продольной силы (см. формулу (3.182)) $e = 0{,}86 - 0{,}1 + 0{,}00466 \cdot 0{,}834 = 0{,}766$ м.

Прочность сечения при $A_s' = 0$ $R_b^p b_f' x\,(h_{02} - 0{,}5x) = 17{,}4 \cdot 0{,}27 \cdot 0{,}202\,(0{,}86 - 0{,}5 \times 0{,}202) = 0{,}720$ МН $\cdot$ м $> N_{con} e = 0{,}834 \times 0{,}766 = 0{,}639$ МН $\cdot$ м.

Аналогично рассчитывают сечение V—V. Высота сжатой зоны здесь такая же, как и в сечении II—II; $e = 1{,}32 - 0{,}1 + 0{,}0169 \cdot 0{,}834 = 1{,}24$ м; $R_b^p b_f' x\,(h_{05} - 0{,}5x) = 17{,}4 \cdot 0{,}27 \times 0{,}202\ (1{,}32 - 0{,}5 \cdot 0{,}202) = 1{,}157$ МН $\times$ м $> N_{con} e = 0{,}834 \cdot 1{,}24 = 1{,}034$ МН $\cdot$ м. Следовательно, прочность обоих сечений обеспечена.

Проверка трещиностойкости нормальных сечений. Определяют момент образования верхних трещин при обжатии в сечении II—II. К трещиностойкости этой части балки предъявляют требования 3-й категории.

Усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь и при $\gamma_{sp} = 1$ $P_{01} = (1300 - 234)\ 0{,}00108 = 1{,}1513$ МН. Изгибающий момент в сечении II—II от веса балки без учета коэффициента динамичности и при $\gamma_f = 1$

$$M_2 = 0{,}5 \cdot 4{,}82 \cdot 1{,}175^2 = 3{,}327 \text{ кН} \cdot \text{м} = 0{,}003\,327 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

По формуле (4.11) $\sigma_b = [1{,}1513\ (0{,}198 + 0{,}228) + 2 \cdot 1{,}74 \cdot 0{,}04361] \cdot 0{,}03793 = 16{,}9$ МПа.

По формуле (4.10) $\varphi = 1{,}6 - 16{,}9 : 20{,}6 = 0{,}78 > 0{,}7$. Следовательно, $r_b = \varphi a_{n,b} = 0{,}78 \cdot 0{,}228 = 0{,}178$ м.

Расчет по образованию трещин выполняют по условию (4.26) $P_{01}\,(e_{0p} - r_b) + M_2 = 1{,}1513\ (0{,}376 - 0{,}178) + 0{,}003327 = 0{,}2313$ МН $\cdot$ м $> R_{bt,ser}^p W_{pl,t} = 1{,}74 \times 0{,}06542 = 0{,}1138$ МН $\cdot$ м.

Аналогично ведут расчет и для сечения V—V:

$$P_{01} = (1300 - 231)\ 0{,}00\ 108 = 1{,}1545 \text{ МН};$$

$$M_5 = \frac{4{,}82\,(5{,}5^3 + 4{,}6^3 - 2 \cdot 5{,}5 \cdot 1{,}175^2)}{4\,(2 \cdot 5{,}5 + 3 \cdot 4{,}6)} = 12{,}08 \text{ кН} \cdot \text{м} = 0{,}01\ 208 \text{ МН} \cdot \text{м};$$

$$\sigma_b = [1{,}1545\ (0{,}337 + 0{,}384) + 2 \cdot 1{,}74 \cdot 0{,}08\ 261] : 0{,}0725 = 15{,}4 \text{ МПа};$$

$$\varphi = 1{,}6 - 15{,}4 : 20{,}6 = 0{,}852;$$

$$r_b = 0{,}852 \cdot 0{,}384 = 0{,}327 \text{ м};$$

$$P_{01}\,(e_{0p} - r_b) + M_5 = 1{,}1545\ (0{,}619 - 0{,}327) + 0{,}01\ 208 = 0{,}3492 \text{ МН} \cdot \text{м} > R_{bt,ser}^p W_{pl,t} = 1{,}74 \cdot 0{,}10\ 326 = 0{,}1797 \text{ МН} \cdot \text{м}.$$

Как видим, для обоих расчетных сечений условие (4.26) не выполняется, т. е. в стадии изготовления и подъема балки образуются верх-

ние трещины и необходима проверка ширины их раскрытия.

Так как к трещиностойкости верхней зоны балки предъявляют требования 3-й категории, в соответствии с табл. 2.2 расчет по раскрытию трещин выполняют при $\gamma_f = 1$ и $\gamma_{sp} = 1$.

Последовательность расчета показана на примере сечения II—II.

Коэффициенты приведения: $\alpha_s = 180\,000 : 29\,200 = 6{,}43$; $\alpha_s = 200000 : 29200 = 7{,}14$.

По формулам (4.121), (4.130) ... (4.134):

$$e_{sp} = 0{,}89 - 0{,}03 - 0{,}10 = 0{,}76 \text{ м};$$

$$M_s = 1{,}1513 \cdot 0{,}76 + 0{,}003\,327 = 0{,}8783 \text{ МН} \cdot \text{м};$$

$$\delta_s = \frac{0{,}8783}{20{,}6 \cdot 0{,}11 \cdot 0{,}86^2} = 0{,}524;$$

$$\varphi_f = \frac{(0{,}27 - 0{,}11)\,0{,}21 + \dfrac{6{,}43 \cdot 0{,}00\,108}{2 \cdot 0{,}45}}{0{,}11 \cdot 0{,}86} = 0{,}437;$$

$$\lambda_f = 0{,}437\left(1 - \frac{0{,}21}{2 \cdot 0{,}86}\right) = 0{,}384;$$

$$e_{s,tot} = 0{,}8793 : 1{,}1513 = 0{,}763 \text{ м};$$

$$\mu_s\alpha_s = \frac{0{,}000\,314}{0{,}11 \cdot 0{,}86}\,7{,}14 = 0{,}0237;$$

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \dfrac{1 + 5\,(0{,}524 + 0{,}384)}{10 \cdot 0{,}0237}} + \frac{1{,}5 + 0{,}437}{11{,}5\,\dfrac{0{,}763}{0{,}86} - 5} = 0{,}416;$$

По формуле (4.135)

$$z = 0{,}86\left[1 - \frac{\dfrac{0{,}21}{0{,}86}\,0{,}437 + 0{,}416^2}{2\,(0{,}437 + 0{,}416)}\right] = 0{,}719 \text{ м}.$$

Так как $z < 0{,}97e_{s,tot} = 0{,}97 \cdot 0{,}763 = 0{,}740$ м, принимают $z = 0{,}719$ м.

Ширину раскрытия трещин вычисляют по формуле (4.52), определив предварительно величины $\bar{\mu}_s$ и σ_s,

$$\bar{\mu}_s = \frac{0{,}000\,314}{0{,}11 \cdot 0{,}86 + (0{,}4 - 0{,}11)\,(0{,}18 - 0{,}03)} = 0{,}00\,227 < 0{,}02;$$

$$\sigma_s = \frac{1{,}1513\,(0{,}76 - 0{,}719) + 0{,}003\,327}{0{,}000\,314 \cdot 0{,}719} = 224 \text{ МПа}.$$

При $\delta = 1$ (внецентренное сжатие), $\varphi_l = 1$ (непродолжительное действие нагрузок), $\eta = 1$ (стержневая арматура периодического профиля) и $d = 10$ мм $a_{crc} = 1 \cdot 1 \cdot 1\,\dfrac{224}{200\,000}\,20\,(3{,}5 - 100 \cdot 0{,}00227)\,\sqrt[3]{10} = 0{,}158$ мм.

Так же решают задачу и для сечения V—V. Здесь $e_{sp} = 1{,}22$ м; $M_s = 1{,}4206$ МН · м; $\delta_s = 0{,}495$; $\varphi_f = 0{,}451$; $\lambda_f = 0{,}415$; $e_{s,tot} = 1{,}23$ м; $\mu_s\alpha_s = 0{,}0212$; $\xi = 0{,}377$; $z = 1{,}15$ м; $\mu_s = 0{,}00204$; $\sigma_s = 257$ МПа; $a_{crc} = 0{,}183$ мм.

Для обоих расчетных сечений ширина раскрытия трещин меньше предельно допустимой $a_{crc,sh} = 0{,}4$ мм.

Расчет балки по образованию трещин. *Расчет нормальных сечений.* В стадии эксплуатации такой расчет следует выполнять для выяснения необходимости проверки по непродолжительному раскрытию трещин, по их закрытию и для определения случая расчета по деформациям.

В первом случае расчет следует выполнять на действие всех нагрузок при значениях коэффициентов надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$ и коэффициента точности натяжения арматуры $\gamma_{sp} < 1$; во втором — при $\gamma_f = 1$ и $\gamma_{sp} = 1$.

Определяют момент образования трещин в сечении V—V для выяснения необходимости проверки по раскрытию и закрытию трещин. В процессе расчета прочности нормальных сечений $\Delta\gamma_{sp} = 0{,}034$, поэтому расчет ведут при $\gamma_{sp} = 0{,}966$.

Усилия предварительного напряжения с учетом только первых потерь и с учетом всех потерь (см. табл. 8.5): $P_{01} = 0{,}966\,(1300 - 231{,}0)\,0{,}00108 = 1{,}115$ МН; $P_{02} = 0{,}966\,(1300 - 328{,}0)\,0{,}00108 = 1{,}014$ МН.

Так как $\sigma'_{s1} = \sigma'_{s2} = 0$, усилия обжатия совпадают с центром тяжести напрягаемой арматуры, т. е. $e_{0p} = y_{sp} = 0{,}619$ м.

Напряжения в крайнем сжатом волокне бетона при образовании трещин в растянутой зоне вычисляют по формуле (4.11) $\sigma_b = [1{,}014\,(0{,}337 + 0{,}384) + 2 \cdot 2{,}05 \cdot 0{,}0725] : 0{,}08261 = 12{,}4$ МПа.

Так как $\varphi = 1{,}6 - 12{,}4 : 29{,}0 = 1{,}17 > 1$, принимают $\varphi = 1$. Следовательно, $r = a_{n,t} = 0{,}337$ м.

Поскольку в сжатой зоне имеются начальные трещины, учитывают снижение величины M_{crc} в растянутой зоне. По формулам (4.27)...(4.29)

$$\varphi_m = \frac{1{,}72 \cdot 0{,}10\,326}{1{,}115\,(0{,}619 - 0{,}384) + 0{,}01\,208} = 0{,}648 > 0{,}45;$$

$$\delta = 0{,}85\,\frac{0{,}719}{0{,}631}\,\frac{0{,}00\,108}{0{,}00\,108 + 0{,}000\,314} = 0{,}75 < 1{,}4;$$

$$\lambda = (1{,}5 - 0{,}9 : 0{,}75)\,(1 - 0{,}648) = 0{,}106 > 0.$$

Момент образования трещин $M_{crc} = (1 - 0{,}106)\,[2{,}05 \cdot 0{,}10875 + 1{,}014\,(0{,}619 + 0{,}337)] = 1{,}066$ МН · м $< M = 1{,}159$ МН · м.

Аналогично выполняют расчет и для других сечений балки. Результаты приведены в табл. 8.6. При этом для сечений 0—0 и I—I, расположенных в пределах длины зоны передачи напряжений, усилия P_{01} и P_{02} определяют

Таблица 8.6. **Моменты образования трещин в нормальных сечениях балки**

Вычисляемые величины	Единица измерения	Значения величин для сечений						
		0—0	I — I	II — II	III — III	IV — IV	V — V	VI—VI
Выяснение необходимости расчета по раскрытию и закрытию трещин								
P_{01}	МН	0,343	0,748	1,112	1,113	1,115	1,115	1,116
P_{02}	МН	0,311	0,669	0,999	1,004	1,013	1,014	1,017
M_d	МН·м	—0,00018	—0,00087	—0,00333	—0,00985	—0,00286	—0,01208	0,00067
φ_m	—	1,0	0,971	0,670	0,682	0,665	0,648	0,692
δ	—	0,743	0,816	0,757	0,762	0,753	0,750	0,746
λ	—	0,0	0,012	0,103	0,101	0,102	0,106	0,09
M_{crc}	МН·м	0,274	0,461	0,619	0,773	1,013	1,066	1,27
M	МН·м	0,042	0,130	0,278	0,672	1,100	1,159	1,243
Выяснение случая расчета по деформациям								
P_{01}	МН	0,362	0,767	1,152	1,153	1,155	1,155	1,155
P_{02}	МН	0,329	0,704	1,036	1,042	1,05	1,052	1,054
φ_m	—	1	0,947	0,647	0,657	0,643	0,626	0,668
λ	—	0	0,021	0,11	0,109	0,109	0,112	0,097
M_{crc}	МН·м	0,285	0,477	0,636	0,794	1,04	1,096	1,304
M	МН·м	0,035	0,109	0,233	0,565	0,926	0,975	1,046

с учетом коэффициента условий работы арматуры γ_{s5} (см. табл. 8.5).

Из табл. 8.6 следует, что расчет по раскрытию и закрытию трещин необходим для сечений IV—IV и V—V. В остальных сечениях трещины отсутствуют.

Вычисляют момент образования трещин в том же сечении V—V для выяснения случая расчета по деформациям. Последовательность та же, что и в предыдущем случае, но расчет выполняют при $\gamma_f = 1$ и $\gamma_{sp} = 1$:

$$P_{01} = (1300 - 231{,}0) \cdot 0{,}00\,108 = 1{,}155 \text{ МН};$$

$$P_{02} = (1300 - 328{,}0)\, 0{,}00\,108 = 1{,}052 \text{ МН};$$

$$\varphi_m = \frac{1{,}72 \cdot 0{,}10\,326}{1{,}155\,(0{,}619 - 0{,}384) + 0{,}01\,208} = 0{,}626;$$

$$\delta = 0{,}75;\ \lambda = (1{,}5 - 0{,}9 : 0{,}75) \times$$

$$\times\,(1 - 0{,}626) = 0{,}112.$$

Как и в предыдущем случае, принимают $\varphi = 1$ и $r = 0{,}337$ м.

Момент образования трещин $M_{crc} = (1 - 0{,}112)\,[2{,}05 \cdot 0{,}10875 + 1{,}052\ (0{,}619 + 0{,}337)] = 1{,}096$ МН · м $> M = 0{,}975$ МН · м.

Аналогично ведут расчет и для других сечений (см. табл. 8.6). Так как для всех сечений выполняется условие (4.3), балку по деформациям следует рассчитывать как сплошное тело.

Расчет наклонных сечений. К трещиностойкости наклонных сечений балки предъявляют требования 3-й категории, поэтому расчет по образованию трещин выполняют при $\gamma_f = 1$ и $\gamma_{sp} = 1$.

Рассмотрены два наиболее опасных наклонных сечения в местах изменения ширины ребра: сечение I—I на расстоянии 0,6 м от торца балки и сечение III—III на расстоянии 2,85 м. В обоих случаях проверку осуществляют на уровне центра тяжести сечения.

Так как между местом приложения опорной реакции и рассматриваемыми сечениями поперечная нагрузка отсутствует, как в том, так и в другом случае принимают $Q = Q_{\max} = 236{,}4$ кН $= 0{,}2364$ МН.

Длина зоны передачи напряжений, а также усилия обжатия в рассматриваемых сечениях определены ранее.

Проверяют сечение I—I. Нормальные напряжения в центре тяжести его $\sigma_x = P_{02}/A_{red} = 0{,}704 : 0{,}1909 = 3{,}69$ МПа (сжатие).

Поскольку предварительно напряженная поперечная арматура отсутствует, $\sigma_{yp} = 0$. По формуле (4.39) при $\alpha = l_x/h_x = 0{,}475 : 0{,}842 = 0{,}564$ и $\beta = y_{red}/h_x = 0.466 : 0.842 = 0{,}553$ находят местные сжимающие напряжения вблизи места приложения опорных реакций

$$\sigma_{y,loc} = \frac{0{,}2364}{0{,}12 \cdot 0{,}842} \cdot \frac{2 \cdot 0{,}553^2}{3{,}14} \times$$

$$\times \left[\frac{3 - 2 \cdot 0{,}553^2}{(1 + 0{,}564^2)^2} - \frac{0{,}553}{(0{,}564^2 + 0{,}553^2)^2} \right] =$$

$$= -0{,}021 \text{ МПа (сжатие)}.$$

Статический момент приведенной площади части сечения, расположенной выше его центра тяжести, относительно нулевой линии $S_{red} = (0{,}4 - 0{,}12)\ 0{,}18\ (0{,}376 - 0{,}5 \cdot 0{,}18) + 0{,}5 \cdot 0{,}12 \cdot 0{,}376^2 + 0{,}001932\ (0{,}376 - 0{,}03) = 0{,}02357$ м³.

Касательные напряжения определяют по формуле (4.42)

$$\tau_{xy} = \frac{0{,}2\,364 \cdot 0{,}02\,357}{0{,}015\,686 \cdot 0{,}12} = 2{,}96 \text{ МПа}.$$

Главные растягивающие и главные сжимающие напряжения находят по формуле (4.34):

$$\underset{mc}{\sigma_{mt}} = \frac{-3{,}69 - 0{,}021}{2} \pm$$

$$\pm \sqrt{\left(\frac{-3{,}69 - 0{,}021}{2}\right)^2 + 2{,}96^2} =$$

$$= (-1{,}8555 \pm 3{,}4935)\ \text{МПа};$$

$\sigma_{mt} = -1{,}8555 + 3{,}4935 = 1{,}638$ МПа; $\sigma_{mc} = -1{,}8555 - 3{,}4935 = -5{,}349$ МПа.

Аналогичным образом решается задача и для сечения III—III. Здесь $\sigma_x = 5{,}48$ МПа (сжатие); $\alpha = 2{,}85 : 1{,}04 = 2{,}74 > 0{,}7$. Поэтому $\sigma_{y,loc} = 0$; $S_{red} = 0{,}03322$ м³; $\tau_{xy} = 3{,}67$ МПа; $\sigma_{mt} = 1{,}74$ МПа; $\sigma_{mc} = -7{,}32$ МПа.

Проверяют наклонные сечения по образованию трещин. По табл. 4.3 для бетона класса $B40$ $\gamma_{b4} = 0{,}4$. Так как $|\sigma_{mc}| < \gamma_{b4} R_{b,ser} = 0{,}4 \cdot 29 = 11{,}6$ МПа, проверяют условие (4.32). Для обоих сечений $\sigma_{mt} < R_{bt,ser} = 2{,}05$ МПа, т. е. трещиностойкость концевого участка балки обеспечена.

Рассматривают дополнительное сечение, расположенное на расстоянии $h_0 = 0{,}765$ м от точки приложения опорной реакции. Оно находится на расстоянии 0,89 м от торца балки, т. е. за пределами длины зоны передачи напряжений, равной 0,877 м. Геометрические характеристики сечения: $b = 0{,}115$ м; $h = 0{,}865$ м; $A_{red} = 0{,}1913$ м²; $y_{red} = 0{,}471$ м; $h - y_{red} = 0{,}394$ м; $y_{sp} = 0{,}371$ м; $I_{red} = 0{,}016871$ м⁴. Усилие обжатия с учетом всех потерь $P_{02} = 1{,}032$ МН.

Поскольку рассматриваемое сечение находится между сечениями I—I и III—III, в которых трещины на уровне центра тяжести не образуются, нет необходимости проверять и его трещиностойкость на этом уровне.

Проверяют условие образования наклонных трещин в рассматриваемом сечении в месте примыкания сжатой полки к стенке. При фактической высоте полки 0,21 м и действии изгибающего момента $M = Qx = 0{,}2364 \cdot 0{,}765 = 0{,}18\,085$ МН · м нормальные напряжения на этом уровне $\sigma_x = 1{,}032 : 0{,}1913 + (0{,}18085 - 1{,}032 \cdot 0{,}371)(0{,}394 - 0{,}21) : 0{,}016871 = 3{,}19$ МПа.

Так как $\alpha = 0{,}765 : 0{,}865 = 0{,}884 > 0{,}7$, то $\sigma_y = 0$.

Определяют статический момент приведенной площади, расположенной выше центра тяжести сечения, относительно нулевой линии $S_{red} = (0{,}4 - 0{,}115)\,0{,}18\,(0{,}394 - 0{,}5 \times 0{,}18) + 0{,}5 \cdot 0{,}115 \cdot 0{,}394^2 + 0{,}001\,932 \times (0{,}394 - 0{,}03) = 0{,}02\,522$ м³, а затем по формуле (4.42) — касательные напряжения $\tau_{xy} = \frac{0{,}2364 \cdot 0{,}02522}{0{,}016871 \cdot 0{,}115} = 3{,}07$ МПа.

Проверяют условие образования трещин:

$$\underset{mc}{\sigma_{mt}} = \frac{-3{,}19}{2} \pm$$

$$\pm \sqrt{\left(\frac{3{,}19}{2}\right)^2 + 3{,}07^2} =$$

$$= (-1{,}595 \pm 3{,}46)\ \text{МПа};$$

$$\sigma_{mt} = -1{,}595 + 3{,}46 = 1{,}865\ \text{МПа};$$

$$\sigma_{mc} = -1{,}595 - 3{,}46 = -5{,}055\ \text{МПа}.$$

Так как $|\sigma_{mc}| < \gamma_{b4} R_{b,ser} = 11{,}6$ МПа и $\sigma_{mt} < R_{bt,ser} = 2{,}05$ МПа, условие (4.32) выполняется и наклонные трещины на рассматриваемом уровне не образуются.

Расчет балки по раскрытию трещин. Из предыдущего расчета следует, что необходимо проверить раскрытие нормальных трещин в сечениях IV—IV и V—V. Поскольку к трещиностойкости растянутой зоны балки предъявляют требования 2-й категории (см. табл. 2.2), расчет выполняют только по непродолжительному раскрытию трещин на действие всей нагрузки (постоянной, длительной и кратковременной) при $\gamma_f = 1$ и $\gamma_{sp} = 1$.

Определяют ширину раскрытия трещин для сечения V—V. Значение z вычисляют по методике, изложенной в гл. 4 (см. формулы (4.121), (4.130)...(4.135)) при

$$\mu_s \alpha_s = \frac{0{,}00\,108}{0{,}8 \cdot 1{,}25} \cdot 5{,}54 = 0{,}06.$$

В связи с наличием верхних трещин снижают величину P_{02}, умножая ее на коэффициент $(1 - \lambda)$: $P_{02} = 1{,}052\,(1 - 0{,}112) = 0{,}934$ МН.

Так как точка приложения усилия обжатия P_{02} совпадает с центром тяжести сечения напрягаемой арматуры, $e_{sp} = 0$. Поэтому:

$$M_s = M = 0{,}975\ \text{МН} \cdot \text{м};$$

$$\delta_s = -\frac{0{,}975}{29{,}0 \cdot 0{,}08 \cdot 1{,}25^2} = 0{,}269;$$

$$\varphi_f = \frac{(0{,}4 - 0{,}08)\,0{,}185 + \frac{6{,}15 \cdot 0{,}000\,314}{2 \cdot 0{,}45}}{0{,}08 \cdot 1{,}25} =$$

$$= 0{,}613;$$

$$\lambda_f = 0{,}613\left(1 - \frac{0{,}185}{2 \cdot 1{,}25}\right) = 0{,}568;$$

$$e_{s,tot} = 0{,}975 : 0{,}934 = 1{,}044\ \text{м};$$

$$\xi = \frac{1}{1{,}8 + \frac{1 + 5\,(0{,}269 + 0{,}568)}{10 \cdot 0{,}06}} +$$

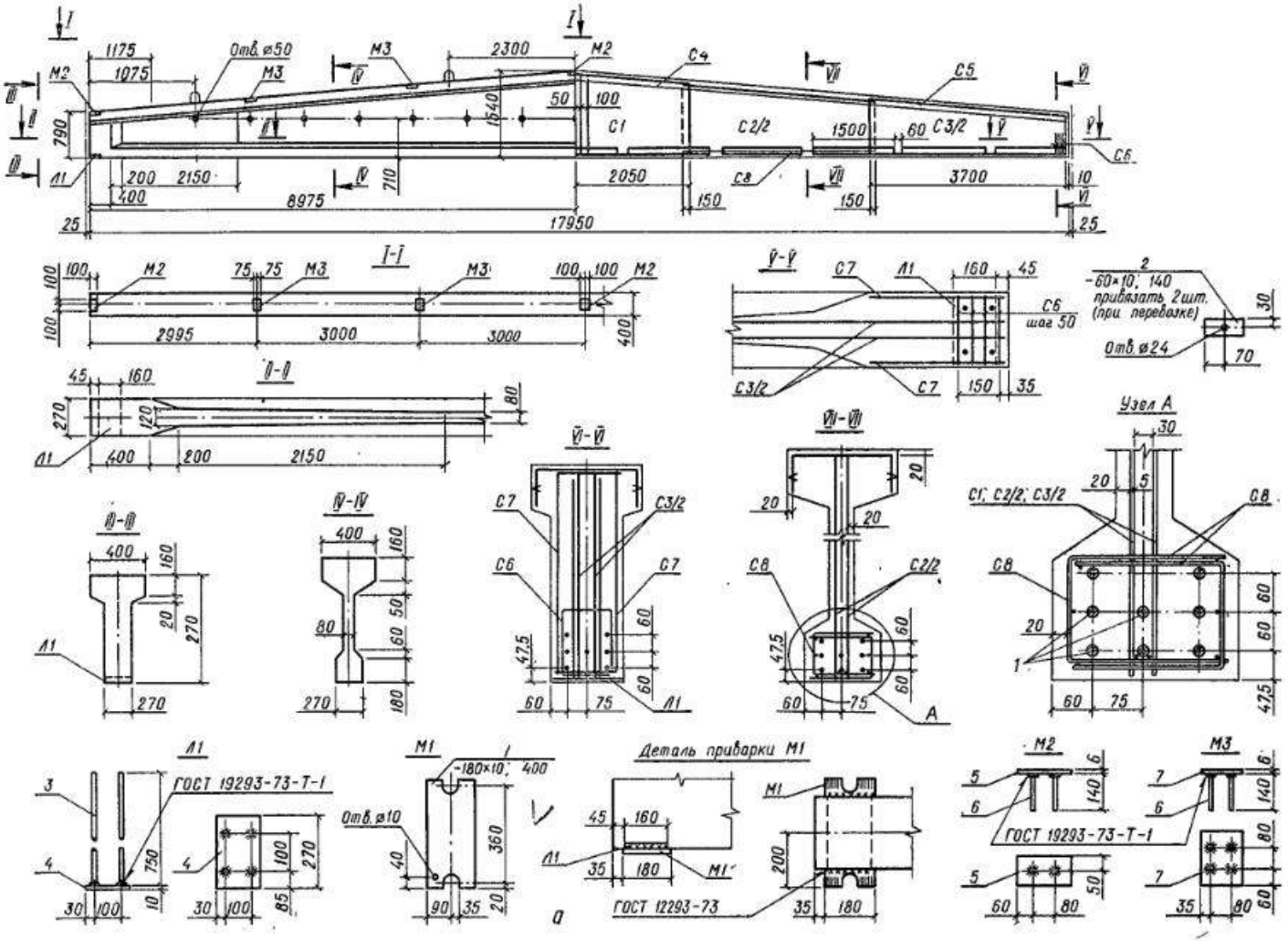
$$+ \frac{1{,}5 + 0{,}613}{11{,}5 \cdot \frac{1{,}044}{1{,}25} - 5} = 0{,}555;$$

$$z = 1{,}25\left[1 - \frac{\frac{0{,}185}{1{,}25} \cdot 0{,}613 + 0{,}555^2}{2\,(0{,}613 + 0{,}555)}\right] =$$

$$= 1{,}037\ \text{м};$$

$$\overline{\mu}_s = \frac{0{,}00\,108}{0{,}08 \cdot 1{,}25 + (0{,}27 - 0{,}08)(0{,}21 - 0{,}1)} =$$

$$= 0{,}0\,089.$$


I-I
II-II
III-III
IV-IV
V-V
VI-VI
VII-VII
Узел А
Деталь приварки М1
ГОСТ 19293-73-Т-1
ГОСТ 12293-73
Отв.ø50
Отв.ø24
Отв.ø10
-180×10, 400
-60×10, 140
привязать 2шт. (при перевозке)
шаг 50
М1
М2
М3
С1
С2/2
С3/2
С4
С5
С6
С7
С8
А1
1175
1075
2300
1540
790
2150
8975
17950
2995
3000
2050
1500
3700
150
400
200
710
25
10
30
70
45
160
80
270
120
180
360
90
35
20
40
475
60
75
50
100
85
140
6
7
5
4
3

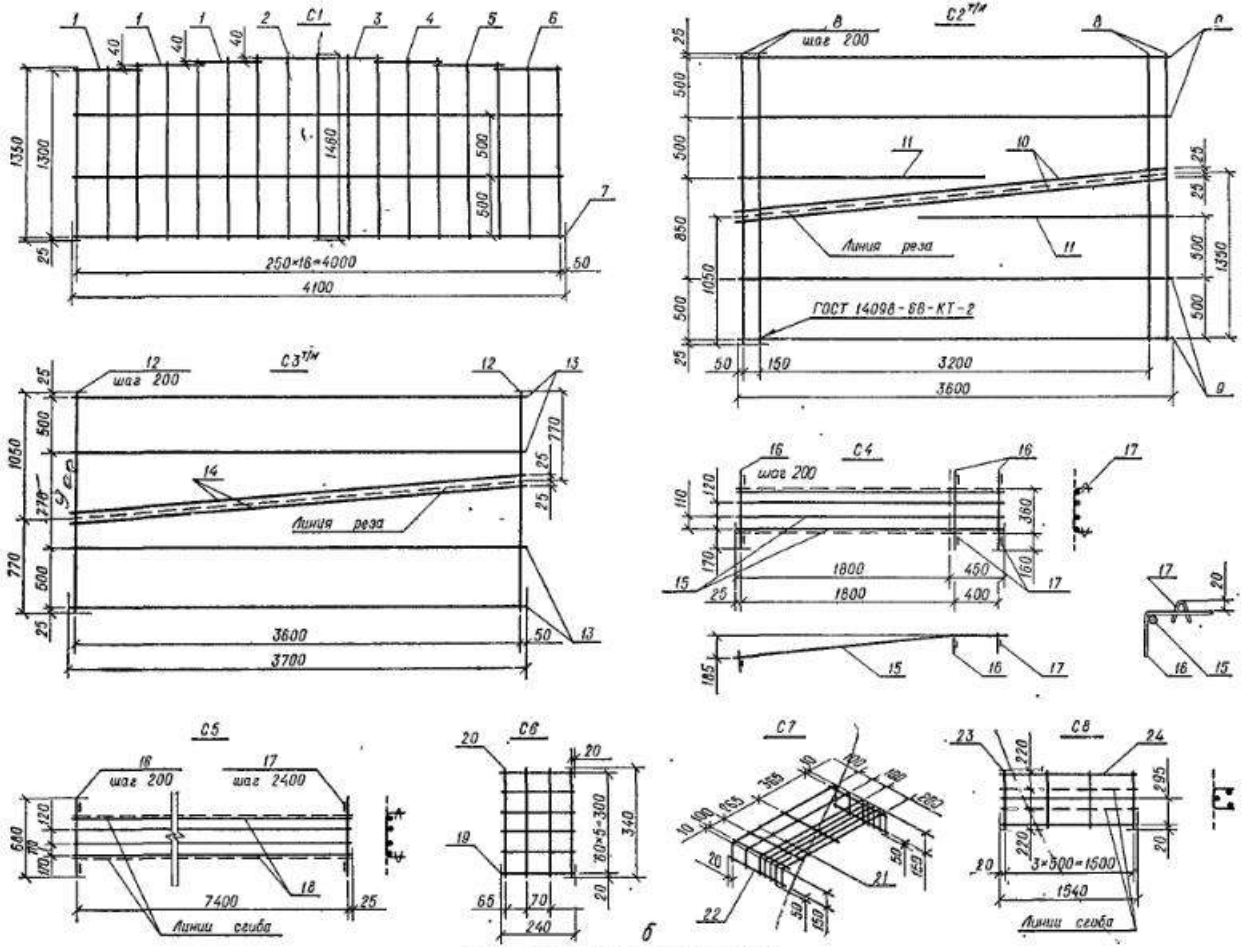


Рис. 8.12. Двускатная балка:

а — опалубочные размеры, сечения и схема армирования; *б* — арматурные изделия.

Таблица 8.7. **Кривизны в сечениях балки**

Вычисляемые величины	Единица измерения	Значение величин в сечениях			
		0—0	III—III	IV—IV	VI—VI
M_l	МН·м	0,030	0,481	0,788	0,890
M_{sh}	МН·м	0,005	0,084	0,138	0,156
P_{02}	МН	0,329	1,042	1,050	1,054
e_{0p}	м	0,332	0,458	0,588	0,718
$\varepsilon_{sh,c} \cdot 10^4$	—	1,99	6,62	6,16	5,96
$(1/r)_{sh} \cdot 10^4$	$м^{-1}$	0,12	1,14	1,08	0,78
$(1/r)_{il} \cdot 10^4$	$м^{-1}$	1,43	13,02	12,28	8,86
$(1/r)_{cp} \cdot 10^4$	$м^{-1}$	2,60	6,46	4,81	3,77
$(1/r)_{sh,c} \cdot 10^4$	$м^{-1}$	2,77	7,14	5,26	4,21
$(1/r)_{tot} \cdot 10^4$	$м^{-1}$	3,82	0,56	3,29	1,66

Приращение напряжений в арматуре на уровне ее центра тяжести определяют по формуле (4.58)

$$\sigma_s = \frac{0{,}975 - 0{,}934 \cdot (1{,}037 - 0)}{0{,}00\,108 \cdot 1{,}037} = 5{,}75 \text{ МПа},$$

а на уровне нижнего ряда — путем умножения σ_s на коэффициент δ_e, вычисляемый по формуле (4.71),

$$\delta_e = \frac{1{,}35 - 0{,}555 \cdot 1{,}25 - 0{,}0475}{1{,}35 - 0{,}555 \cdot 1{,}25 - 0{,}1} = 1{,}09.$$

При $\delta = 1$ (изгибаемый элемент), $\varphi_l = 1$ (непродолжительное действие нагрузки) и $\eta = 1{,}2$ (для канатов) по формуле (4.52) $a_{crc} = 1 \cdot 1 \cdot 1{,}2 \dfrac{5{,}75 \cdot 1{,}09}{180\,000} 20 \ (3{,}5 - 100 \times 0{,}0089) \sqrt[3]{14} = 0{,}0053$ мм.

Точно так же решается задача и для сечения IV—IV. Здесь $\mu_s \alpha_s = 0{,}0628$; $P_{02} = 0{,}936$ МН; $e_{sp} = 0$; $M_s = M = 0{,}926$ МН · м; $\delta_s = 0{,}282$; $\varphi_l = 0{,}644$; $\lambda_f = 0{,}544$; $e_{s,tot} = 0{,}989$ м; $\xi = 0{,}571$; $z = 0{,}981$ м; $\delta_e = 1{,}103$; $\sigma_s \delta_e = 8{,}1$ МПа, $\bar{\mu}_s = 0{,}0093$; $a_{crc} = 0{,}0067$ мм.

Таким образом, в обоих расчетных сечениях ширина раскрытия трещин меньше предельно допустимой $a_{crc,sh} = 0{,}15$ мм (см. табл. 2.1)

Расчет по закрытию нормальных трещин. Рассматривают сечение IV—IV, которое в отношении трещиностойкости находится в наименее благоприятных условиях. Проверяют условия (4.106) и (4.111).

По формуле (4.107) определяют момент закрытия трещин при $\gamma_f = 1$ и $\gamma_{sp} = 0{,}966$. Так как $M_{s,crc} = 1{,}013 \ (0{,}588 + 0{,}321) - 0{,}5 \times 0{,}06751 = 0{,}887$ МН · м $> M_l = 0{,}788$ МН · м, первое условие выполняется.

Для проверки условия (4.111) используют определенную выше величину приращения напряжений в арматуре нижнего ряда $\sigma_s \delta_e = 8{,}1$ МПа. Так как $\sigma_{sp,2} + \sigma_s \delta_e = 970{,}8 + 8{,}1 = 978{,}9$ МПа $< 0{,}8 R_{s,ser} = 0{,}8 \times 1400 = 1120$ МПа, условие (4.111) также выполняется, что гарантирует от возникновения необратимых деформаций в арматуре.

Таким образом, при действии постоянных и длительных нагрузок трещины, образовавшиеся при полной нагрузке, надежно закрыты.

Определение прогиба балки. Из табл. 8.6 видно, что прогиб балки следует определять как для сплошного тела.

Двускатная балка представляет собой стержень переменного сечения, поэтому прогиб в середине пролета вычисляют по формуле (4.160), определяя кривизну в сечениях (см. рис. 8.10) 0—0 (у опоры), III—III (на расстоянии $l/6$ от опоры), IV—IV (на расстоянии $l/3$ от опоры) и VI—VI (в середине пролета). Расчет выполняют при $\gamma_f = 1$ и $\gamma_{sp} = 1$.

Последовательность определения кривизны показана на примере сечения VI—VI. В этом сечении момент от продолжительно действующей части нагрузки (т. е. от постоянной и длительной нагрузки) (см. табл. 8.3) $M_l = 0{,}890$ МН · м, а от непродолжительно действующей (т. е. от кратковременно действующей части временной нагрузки) $M_{sh} = M - M_l = 1{,}046 - 0{,}890 = 0{,}156$ МН · м.

Кривизну от внешней нагрузки определяют по формуле (4.115):

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{sh} = \frac{0{,}156 \cdot 1}{0{,}85 \cdot 32\,500 \cdot 0{,}0727} = 0{,}78 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1};$$

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{l} = \frac{0{,}890 \cdot 2}{0{,}85 \cdot 32\,500 \cdot 0{,}0727} = 8{,}86 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1},$$

кривизну при выгибе от усилий предварительного обжатия с учетом всех потерь — по формуле (4.116)

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cp} = \frac{1{,}054 \cdot 0{,}718}{0{,}85 \cdot 32\,500 \cdot 0{,}0727} = 3{,}77 \cdot 10^{-4} \text{ м}^{-1}.$$

Деформации верхних и нижних волокон, вызванные усадкой и ползучестью бетона от его

обжатия, определяют по формулам (4.118) и (4.119) $\varepsilon_{sh,c} = (14{,}0 + 42{,}5 + 52{,}5) : 180\,000 = 6{,}06 \cdot 10^{-4}$; $\varepsilon'_{sh,c} = 0$, кривизну — по формуле (4.117)

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{sh,c} = (6{,}06 \cdot 10^{-4} - 0) : 1{,}44 = 4{,}21 \cdot 10^{-4}\ \text{м}^{-1}.$$

Полная кривизна (см. формулу (4.114))

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{tot} = (0{,}78 + 8{,}86 - 3{,}77 - 4{,}21)\ 10^{-4} = 1{,}66 \cdot 10^{-4}\ \text{м}^{-1}.$$

Аналогичным образом определяют кривизны и в других сечениях.

Результаты вычислений приведены в табл. 8.7.

Полный прогиб балки определяют с учетом образования верхних трещин при обжатии (см. гл. 4): $f = 17{,}7^2 \cdot 1{,}15\ (-3{,}82 + 6 \times 0{,}56 + 12 \cdot 3{,}29 + 8 \cdot 1{,}66)\ 10^{-4} : 216 = 0{,}0087$ м.

Предельно допустимый прогиб для элементов покрытий при $l > 10$ м (см. табл. 2.3) $f_{\text{lim}} = l/250 = 17{,}7 : 250 = 0{,}0708$ м.

Расчеты свидетельствуют о том, что проектируемая балка покрытия удовлетворяет требованиям расчета по несущей способности и по пригодности к нормальной эксплуатации. Конструирование балки выполнено в соответствии с требованиями, изложенными в гл. 5 (рис. 8.12).

ГЛАВА 9. ОДНОЭТАЖНЫЕ ПРОИЗВОДСТВЕННЫЕ ЗДАНИЯ

Поперечная рама многопролетного здания

Данные для проектирования. Рассчитать и сконструировать сборные железобетонные колонны и фундаменты под них для средней поперечной рамы одноэтажного трехпролетного производственного здания (рис. 9.1).

Здание оборудовано электрическими мостовыми кранами среднего режима работы, по два в каждом пролете. Грузоподъемность кранов в среднем пролете $Q = 15/3$ т (147/29,4 кН), в крайних — $Q = 20/5$ т (196/49 кН).

Длина температурного блока 72 м, поперечных стен в его пределах нет. Наружные панельные стены до отметки 7,800 самонесущие, выше — навесные. Район строительства — г. Воронеж. Здание отапливаемое, влажность в нем 60...70 %. По степени ответственности относится к классу II.

Расстояние от уровня чистого пола до уровня головки подкранового рельса 8,15 м. Высота подкрановой балки 1,4 м, а подкранового пути 0,15 м. Высота подкрановой H_1 и надкрановой H_2 частей колонны при высоте крана 2,4 м: $H_1 = 8{,}15 - 1{,}4 - 0{,}15 + 0{,}15 = 6{,}75$ м; $H_2 = 1{,}4 + 0{,}15 + 2{,}4 + 0{,}25 = 4{,}2$ м; $H = 4{,}2 + 6{,}75 = 10{,}95$ м. При глубине заделки колонны в фундаменте $h_f = 0{,}85$ м полная ее высота $H_{tot} = 10{,}95 + 0{,}85 = 11{,}8$ м.

Принимают сплошные колонны прямоугольного сечения с размерами надкрановой части $b = 0{,}5$ м; $h = 0{,}6$ м, подкрановой части — $b = 0{,}5$ м; $h = 0{,}8$ м (см. табл. 6.11).

Расчетные характеристики материалов принимают по таблицам гл. 1:

для бетона класса $B15$ $R_b = 8{,}85$ МПа; $R_{bt} = 0{,}8$ МПа; $R_{b,ser} = 11{,}5$ МПа; $R_{bt,ser} = 1{,}20$ МПа; $E_b = 25500$ МПа;

для арматуры класса A-III $R_s = R_{sc} = 365$ МПа; $E_s = 200000$ МПа;

то же, A-II $R_s = R_{sc} = 280$ МПа; $E_s = 210000$ МПа;

то же, A-I $R_s = R_{sc} = 225$ МПа; $R_{sw} = 180$ МПа; $E_s = 210000$ МПа.

Определение нагрузок. Поперечную раму производственного здания рассчитывают на действие: постоянной нагрузки, состоящей из веса конструкций покрытия, стен, подкрановых балок и колонн; временной, состоящей из крановых нагрузок, веса снега на покрытии и давления ветра.

В соответствии с требованиями СНиП II-6-74 «Нагрузки и воздействия» полные величины снеговой и крановой нагрузок отнесены к категории кратковременных. Часть каждой из них может быть отнесена к длительной, однако одновременно учитывать длительные нагрузки от кранов и веса снегового покрова с соответствующими кратковременными нагрузками не следует. Ветровая нагрузка отнесена к категории кратковременных.

К нагрузкам, суммарная продолжительность действия которых мала, отнесены ветровая и нагрузка от кранов (только при учете полной ее величины).

Постоянные нагрузки. Распределенные по поверхности нагрузки от веса конструкций покрытия (см. рис. 9.1) приведены в табл. 9.1. Все расчетные нагрузки определены с учетом коэффициента надежности по назначению конструкций $\gamma_n = 0{,}95$.

Масса сегментной фермы пролетом 18 м составляет 7,8 т, пролетом 24 м — 14,9, а вес соответственно 76,5 кН и 146,1. Масса конструкций фонаря, расположенного в среднем пролете (рама фонаря, бортовые стенки, прогоны остекления и остекленные переплеты), 7390 кг, а вес 72,42 кН.

Расчетные нагрузки при $\gamma_f > 1$ на колонны от веса покрытия:

в крайних пролетах (без фонаря) $G_c = 0{,}5 \times 3{,}35 \cdot 12 \cdot 18 + 0{,}5 \cdot 76{,}5 \cdot 0{,}95 \cdot 1{,}1 = 401{,}8$ кН;

в среднем пролете (с фонарем) $G_c = 0{,}5 \times 3{,}35 \cdot 12 \cdot 24 + 0{,}5 \cdot 146{,}1 \cdot 0{,}95 \cdot 1{,}1 + 0{,}5 \cdot 72{,}42 \cdot 0{,}95 \cdot 1{,}05 = 594{,}9$ кН.

Нагрузка от покрытия приложена на уровне опирания стропильной фермы по вертикали, проходящей через центр опорного узла (см. рис. 9.1, узлы А и Г). Расстояние от линии действия нагрузки до геометрической оси

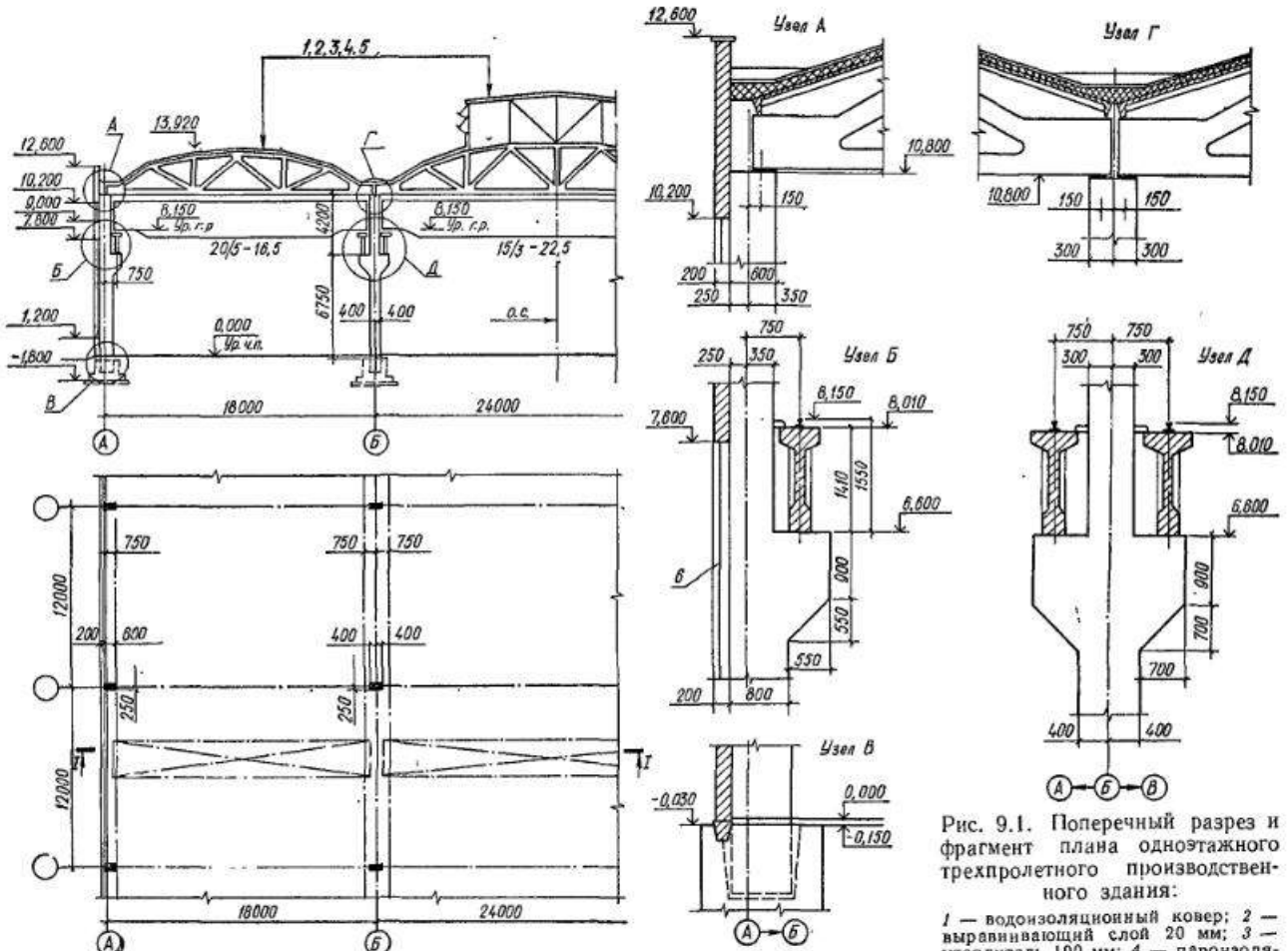


Рис. 9.1. Поперечный разрез и фрагмент плана одноэтажного трехпролетного производственного здания:

1 — водоизоляционный ковер; *2* — выравнивающий слой 20 мм; *3* — утеплитель 100 мм; *4* — пароизоляция; *5* — сборные железобетонные плиты; *6* — ленточное остекление.

Таблица 9.1. Постоянные нагрузки на покрытие

Элементы покрытия	Нагрузка, Па		Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка при $\gamma_f > 1$, Па
	нормативная	расчетная при $\gamma_f = 1$		
Водоизоляционный ковер	85	80	1,3	105
Асфальтовая стяжка ($\gamma = 16{,}6$ кН/м³, $t =$ $= 20$ мм)	332	315	1,3	410
Минераловатный плитный утеплитель ($\gamma =$ $= 3{,}7$ кН/м³, $t = 100$ мм)	370	350	1,3	455
Пароизоляция	47	45	1,3	60
Плита покрытия 3 × 12 м	2220	2110	1,1	2320
Итого	3054	2900	—	3350

надкрановой части колонны: для колонны по оси А $e_2 = 0{,}25 + 0{,}15 - 0{,}5 \cdot 0{,}6 = 0{,}1$ м; для колонны по оси Б $e_2 = \pm 0{,}15$ м. Относительное расстояние от точки приложения нагрузки до верха колонны $\beta_2 = 0$.

Вес подкрановой балки пролетом 12 м составляет 114,7 кН, а подкранового пути — 1,5 кН/м. Следовательно, расчетная нагрузка на колонну от веса подкрановой балки при $\gamma_f > 1$ $G_{cb} =$ $= (114{,}7 + 1{,}5 \cdot 12) \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}95 = 138{,}7$ кН.

Нагрузка от подкрановых балок приложена на уровне их опирания по вертикалям, проходящим через оси подкрановых путей. Расстояние от линии действия нагрузки до геометрической оси подкрановой части колонны: для колонны по оси А (см. рис. 9.1, узел Б) $e_1 = 0{,}75 +$ $+ 0{,}25 - 0{,}5 \cdot 0{,}8 = 0{,}6$ м, для колонны по оси Б (см рис. 9.1, узел Д) $e_1 = \pm 0{,}75$ м. Относительное расстояние по вертикали от точки приложения нагрузки до верха колонны $\beta_2 = 4{,}2 : 10{,}95 = 0{,}384$.

Нагрузка от веса стен и оконных переплетов ниже отметки 7,800 при принятом опирании фундаментных балок передается непосредственно на фундамент и на колонны влияния не оказывает. Расчетная нагрузка от стен при весе 1 м² панелей 2,22 кН и оконных переплетов 0,5 кН (см. рис. 9.1): на участке между отметками от 7,800 до 10,200 $G_{w1} = (1{,}2 \cdot 12 \cdot 2{,}22 +$ $+ 1{,}2 \cdot 12 \cdot 0{,}5) \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}95 = 40{,}9$ кН, на участке между отметками от 10,200 до 12,600 $G_{w2} = 2{,}4 \cdot 12 \cdot 2{,}22 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}95 = 66{,}8$ кН.

Нагрузка от стен приложена на уровне их опирания (низ перемычечных панелей) по вертикали, проходящей через геометрическую ось стены. Расстояние от линии действия нагрузки до геометрической оси колонны на отметках 7,800 и 10,200 (обе силы расположены в пределах надкрановой части колонны) $e_2 =$ $= -0{,}5 \cdot (0{,}2 + 0{,}6) = -0{,}4$ м. Относительное расстояние по вертикали от верха колонны до точек приложения нагрузки: на отметке 7,800 $\beta_2 = (10{,}8 - 7{,}8) : 10{,}95 = 0{,}274$, на отметке 10,200 $\beta_2 = (10{,}8 - 10{,}2) : 10{,}95 =$ $= 0{,}055$.

Нагрузка от веса колонны приложена по геометрической оси соответствующей части колонны. Расчетная нагрузка при $\gamma_f > 1$ и удельном весе бетона $\gamma = 25$ кН/м³ (см. рис. 9.1):

Надкрановая часть всех колонн . . . $G_2 = 0{,}6 \cdot 0{,}5 \cdot 4{,}2 \times$ $\times 25 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}95 =$ $= 32{,}3$ кН.

Подкрановая часть колонны по оси А $G_1 = (0{,}8 \cdot 0{,}5 \cdot 6{,}75 +$ $+ 0{,}9 \cdot 0{,}55 \cdot 0{,}5 +$ $+ 0{,}5 \cdot 0{,}55 \cdot 0{,}55 \times$ $\times 0{,}5) 25 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}95 =$ $= 77{,}5$ кН.

Подкрановая часть колонны по оси Б $G_1 = (0{,}8 \cdot 0{,}5 \cdot 6{,}75 +$ $+ 2 \cdot 0{,}9 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}5 +$ $+ 2 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}7 \cdot 0{,}7 \times$ $\times 0{,}5) 25 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}95 =$ $= 91{,}6$ кН.

Временные нагрузки. Снеговая нагрузка. При расчете поперечной рамы снеговую нагрузку принимают равномерно распределенной во всех пролетах здания. Вес снегового покрова для Воронежа (район III) $p_0 = 1$ кПа. Нормативная нагрузка на 1 м² площади горизонтальной проекции покрытия при $c = 1$ $p_n = p_0 c = 1 \cdot 1 = 1$ кПа Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1{,}4$.

Расчетные (при $\gamma_f > 1$) снеговые нагрузки на колонны: в крайних пролетах $P_{sn} = 1 \times$ $\times 12 \cdot 0{,}5 \cdot 18 \cdot 1{,}4 \cdot 0{,}95 = 143{,}6$ кН; в среднем $P_{sn} = 1 \cdot 12 \cdot 0{,}5 \cdot 24 \cdot 1{,}4 \cdot 0{,}95 =$ $= 191{,}5$ кН.

Длительно действующая часть снеговой нагрузки, принимаемая для района III с коэффициентом 0,3 к полной снеговой нагрузке: в крайних пролетах $P_{sn,l} = 0{,}3 \cdot 1 \cdot 12 \times$ $\times 0{,}5 \cdot 18 \cdot 1{,}4 \cdot 0{,}95 = 43{,}1$ кН, в среднем пролете $P_{sn,l} = 0{,}3 \cdot 1 \cdot 12 \cdot 0{,}5 \cdot 24 \cdot 1{,}4 \times$ $\times 0{,}95 = 57{,}5$ кН. Снеговая нагрузка приложена к колоннам в тех же точках, что и постоянная от покрытия ($\beta_2 = 0$).

Крановые нагрузки. При работе мостовых кранов поперечная рама здания воспринимает как вертикальные, так и горизонтальные крановые нагрузки. В соответствии с ТУ на мостовые электрические краны определяют нагрузки и габариты:

для крана грузоподъемностью $Q = 196/49$ кН максимальное давление колеса на подкрановый рельс $P_{max} = 191$ кН; масса тележки $G_{cl} =$ $= 8{,}5$ т; общая масса крана $G_c = 28{,}5$ т; шири-

на крана $B = 5{,}6$ м; база крана $A_c = 4{,}4$ м; для крана грузоподъемностью $Q = 147/29{,}4$ кН $P_{max} = 186$ кН; $G_{ct} = 7$ т; $G_c = 34$ т; $B = 5{,}6$ м; $A_c = 4{,}4$ м.

Расчетные нагрузки на колонны находят с учетом коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1.1$ и коэффициента надежности по назначению конструкций $\gamma_n = 0{,}95$.

Расчетное максимальное давление на колонну от двух сближенных кранов определяют по линии влияния (рис. 9.2), учитывая коэффициент сочетаний $\gamma_c = 0{,}85$: в крайних пролетах

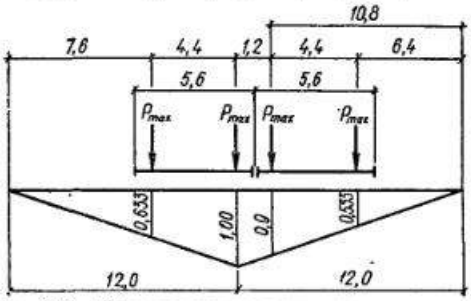


Рис. 9.2. Линия влияния давления на колонну и установка крановой нагрузки в невыгодное положение.

$D_{max} = 0{,}85 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}95\,(7{,}60 + 12 + 10{,}8 + 6{,}4)\,191 : 12 = 520{,}3$ кН; в среднем пролете $D_{max} = 0{,}85 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}95\,(7{,}6 + 12 + 10{,}8 + 6{,}4)\,186 : 12 = 506{,}7$ кН.

Расчетное максимальное давление на колонну по оси Б при четырех сближенных кранах определяют с учетом коэффициента сочетаний $\gamma_c = 0{,}7$ $D_{max} = 0{,}7 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}95\,(7{,}6 + 12 + 10{,}8 + 6{,}4) \cdot (191 + 186) : 12 = 428{,}5 + 417{,}2 = 845{,}7$ кН.

Максимальное давление на колонны от одного крана (длительную часть крановой нагрузки) для среднего режима работы принимают с учетом коэффициента 0,5 (см. п. 1.7 СНиП II-6-74):

в крайних пролетах $D_{max,l} = 0{,}5 \cdot 1{,}1 \times 0{,}95\,(7{,}6 + 12) \cdot 191 : 12 = 163$ кН; в среднем пролете $D_{max,l} = 0{,}5 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}95 \cdot (7{,}6 + 12)\,186 : 12 = 158{,}7$ кН.

Вертикальная нагрузка от кранов приложена к колоннам в тех же точках, что и постоянная от подкрановых балок ($\beta_2 = 0{,}384$).

Нормативная горизонтальная нагрузка от каждого из двух стоящих на балке колес одного крана, направленная поперек кранового пути и вызываемая торможением тележки, при гибком подвесе груза равна: в крайних пролетах $P_{br,n} = 0{,}5 \cdot 0{,}05\,(196 + 8{,}5 \cdot 9{,}81) = 6{,}985$ кН; в среднем пролете $P_{br,n} = 0{,}5 \times 0{,}05\,(147 + 7 \cdot 9{,}81) = 5{,}392$ кН.

Расчетную тормозную поперечную нагрузку, передающуюся на колонну от действующих на подкрановую балку тормозных сил от двух сближенных кранов, определяют по линии влияния (см. рис. 9.2): в крайних пролетах $P_{br} = 0{,}85 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}95\,(7{,}6 + 12 + 10{,}8 + 6{,}4)\,6{,}985 : 12 = 19$ кН; в среднем пролете $P_{br} = 0{,}85 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}95\,(7{,}6 + 12 + 10{,}8 + 6{,}4)\,5{,}392 : 12 = 14{,}7$ кН.

Тормозная нагрузка от одного крана (длительная часть крановой нагрузки): в крайних пролетах $P_{br,l} = 0{,}5 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}95\,(7{,}6 + 12)\,6{,}985 : 12 = 6$ кН; в среднем пролете $P_{br,l} = 0{,}5 \cdot 1{,}1 \cdot 0{,}95\,(7{,}6 + 12)\,5{,}392 : 12 = 4{,}6$ кН.

Горизонтальная сила поперечного торможения приложена к колонне на уровне верха подкрановой балки (отметка 8,010). Относительное расстояние по вертикали от верха колонны до точки приложения силы $\beta_2 = (10{,}8 - 8{,}01) : 10{,}95 = 0{,}255$.

Ветровая нагрузка. Воронеж расположен в районе II по скоростным напорам ветра, поэтому $q_0 = 0{,}35$ кПа. Для типа местности *А* значение коэффициента φ, учитывающего измененне скоростного напора по высоте здания: для высоты 10 м φ = 1, для высоты 20 м φ = 1,25. Следовательно, для проектируемого здания значения коэффициента φ равны:

Для части здания высотой до 10 м	φ = 1
На уровне верха колонны (отметка 10,800)	φ = 1 + (1,25 — 1) × × (10,8 — 10) : 10 = 1,02
На уровне верха стены (отметка 12,600)	φ = 1 + (1,25 — 1) × × (12,6 — 10) : 10 = = 1,065
На уровне конька фонаря (отметка 18,390)	φ = 1 + (1,25 — 1) × × (18,39 — 10) : 10 = = 1,21.

Ветровую нагрузку в пределах высоты колонны принимают равномерно распределенной, φ = 1. Аэродинамический коэффициент для наружных стен: с наветренной стороны $c = 0{,}8$, с заветренной $c = -0{,}6$. Для наружных поверхностей фонаря: с наветренной стороны $c = 0{,}7$, с заветренной $c = -0{,}6$.

Расчетная нагрузка от ветра на поперечную раму при шаге колонн $b = 12$ м:

равномерно распределенная до отметки 10,800 с наветренной стороны $w_1 = \gamma_{fq_0} \varphi c b \gamma_n = 1{,}2 \times 0{,}35 \cdot 1 \cdot 0{,}8 \cdot 12 \cdot 0{,}95 = 3{,}83$ кН/м; то же, с заветренной $w_2 = 1{,}2 \cdot 0{,}35 \cdot 1 \cdot 0{,}6 \cdot 12 \times 0{,}95 = 2{,}87$ кН/м.

Сосредоточенная сила на уровне верха колонны рамы от ветровой нагрузки на стеновые панели, расположенные выше отметки 10,800 и на конструкции фонаря: $W = [(0{,}8 + 0{,}6) \times (12{,}6 - 10{,}8)\,0{,}5\,(1{,}02 + 1{,}065) + (0{,}7 + 0{,}6) \cdot (18{,}39 - 12{,}6) \cdot 0{,}5\,(1{,}065 + 1{,}21)] \times 0{,}35 \cdot 12 \cdot 1{,}2 \cdot 0{,}95 = 53{,}6$ кН.

Статический расчет поперечной рамы. *Общие указания по расчету.* Расчетная схема поперечной рамы показана на рис. 9.3. Статический расчет выполняют по формулам гл. 6. Для выявления наибольших возможных усилий в сечениях колонн поперечную раму рассчитывают отдельно от каждого вида нагружения сначала на действие снеговой и крановой нагрузок, что позволяет использовать некоторые из этих данных при расчете рамы на действие постоянной нагрузки.

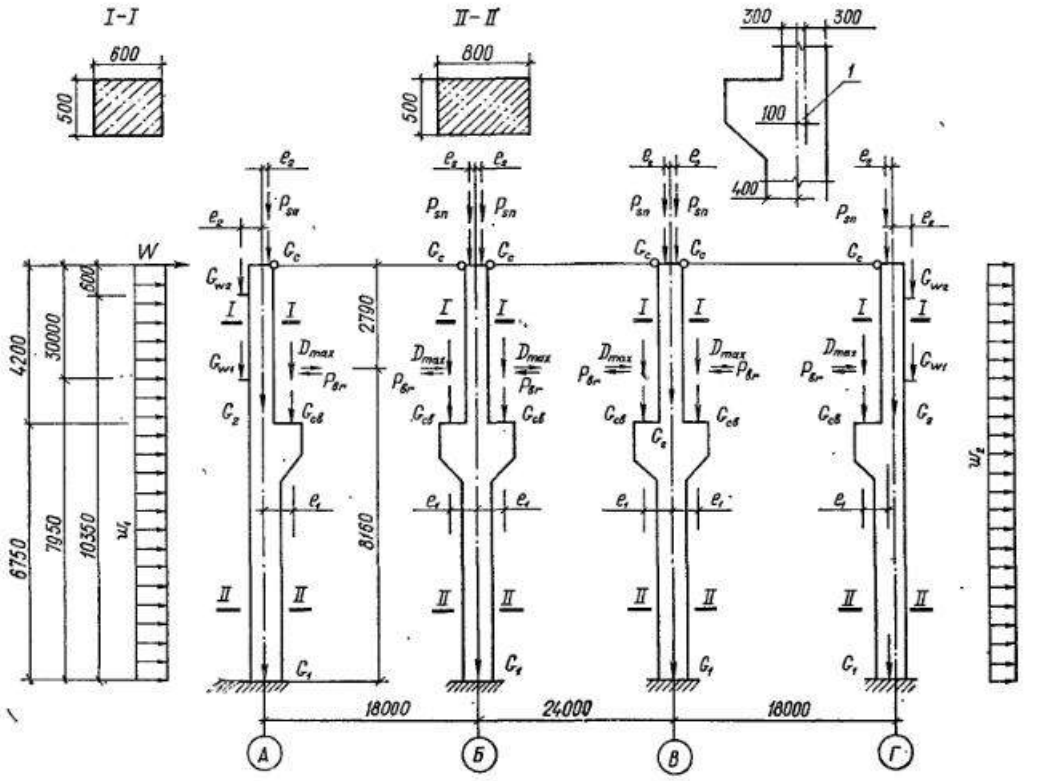


Рис. 9.3. Расчетная схема поперечной рамы и схема нагрузок:
1 — смещение осей подкрановой и надкрановой частей крайних колонн.

Так как поперечная рама симметрична относительно оси среднего пролета, достаточно определить усилия от всех видов нагрузок только в колоннах по осям А и Б. Для определения усилий в этих колоннах от ветровой нагрузки целесообразно выполнять расчет всей рамы при одном направлении ветра, чтобы использовать полученные усилия при противоположном направлении ветра.

Поперечную раму рассчитывают на следующие виды нагружений:

1 — постоянные нагрузки;
2 — снеговая нагрузка на покрытии пролета АБ;
3 — то же, БВ;
4 — крановая нагрузка D_{max} на колонну по оси А;
5 — то же, Б от двух сближенных кранов в пролете АБ;
6 — то же, от двух сближенных кранов в пролете БВ;
7 — то же, от четырех в пролетах АБ и БВ;
8 — крановая нагрузка P_{br} на колонну по оси А, действующая слева направо и справа налево;
9 — то же, на колонну по оси Б со стороны пролета АБ;
10 — то же, БВ;
11 — ветровая нагрузка, действующая слева направо:
12 — ветровая нагрузка, действующая справа налево.

Для расчета сечений колонн определяют наибольшие возможные усилия (изгибающие моменты и продольные силы) в четырех сечениях по высоте колонн (рис. 9.4): у верха колонны —

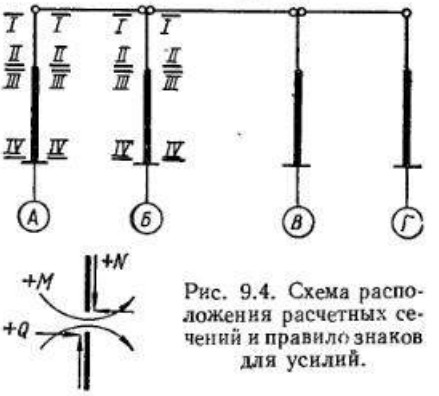


Рис. 9.4. Схема расположения расчетных сечений и правило знаков для усилий.

сечение I—I; непосредственно над крановой консолью — сечение II—II; непосредственно под крановой консолью — сечение III—III; у верха фундамента (место заделки колонны) — сечение IV—IV. Для последнего сечения находят поперечную силу, необходимую для расчета фундаментов под колонны.

При определении усилий принимают следующее правило знаков:

а) изгибающий момент положительный, если он вызывает растягивающие напряжения на левой стороне колонны, и отрицательный, если на правой;

б) поперечная сила у верха фундамента положительна, если горизонтальная реакция в заделке направлена справа налево, и отрицательна, если реакция направлена слева направо.

Геометрические характеристики колонн. Вычисляют геометрические характеристики колонн, необходимые для статического расчета поперечной рамы (см. рис. 9.3).

Момент инерции подкрановой части колонн $I_1 = 0{,}5 \cdot 0{,}8^3 : 12 = 21{,}33 \cdot 10^{-3}$ м^4; то же, надкрановой части $I_2 = 0{,}5 \cdot 0{,}6^3 : 12 = 9 \times \times 10^{-3}$ м^4.

Отношение высоты надкрановой части колонн к полной высоте $v = 4{,}2 : 10{,}95 = 0{,}384$. Отношение моментов инерции подкрановой и надкрановой частей колонн $k = 21{,}33 \cdot 10^{-3} : 9 \cdot 10^{-3} = 2{,}37$. Смещение геометрических осей подкрановой и надкрановой частей колонны по оси А — $e = 0{,}1$ м; по оси Б — $e = 0$.

По формулам (6.85). (6.87) определяют вспомогательные коэффициенты $k_2 = 0{,}384^3$ (2,37 — — 1) = 0,0776; $k_3 = 0$; $k_1 = 1 : (1 + 0{,}0776 + + 0) = 0{,}928$.

Усилия от снеговой нагрузки. Колонна по оси А. Нагружение 2 — снеговая нагрузка на покрытии пролета АБ. По формуле (6.73) величина горизонтальной реакции

$$R_B = \frac{3 \cdot 0{,}928 \cdot 143{,}6}{2 \cdot 10{,}95} 0{,}1 \left[1 + \frac{0{,}0776}{0{,}384} - - \frac{0{,}1}{0{,}1} (1 - 0{,}384^2)\right] = 0{,}64 \text{ кН}.$$

Определяют усилия в расчетных сечениях колонны:

$$M_I = 143{,}6 \cdot 0{,}1 = 14{,}36 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{II} = 143{,}6 \cdot 0{,}1 - 0{,}64 \cdot 4{,}2 = 11{,}67 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{III} = 143{,}6 \cdot 0 - 0{,}64 \cdot 4{,}2 = -2{,}67 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{IV} = 143{,}6 \cdot 0 - 0{,}64 \cdot 10{,}95 = = -7{,}01 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 143{,}6 \text{ кН};$$

$$Q_{IV} = -R_B = -0{,}64 \text{ кН}.$$

Длительная часть снеговой нагрузки составляет 0,3 полной ее величины. Поэтому $R_B = = 0{,}3 \cdot 0{,}64 = 0{,}19$ кН; $M_I = 0{,}3 \cdot 14{,}36 = = 4{,}31$ кН · м; $M_{II} = 0{,}3 \cdot 11{,}67 = 3{,}5$ кН $\times \times$ м; $M_{III} = -0{,}3 \cdot 2{,}67 = -0{,}8$ кН · м; $M_{IV} = = -0{,}3 \cdot 7{,}01 = -2{,}1$ кН · м; $N_I = N_{II} = = N_{III} = N_{IV} = 43{,}1$ кН; $Q_{IV} = -0{,}19$ кН.

Колонна по оси Б. Нагружение 2 — снеговая нагрузка на покрытии пролета АБ. По формуле (6.73) величина горизонтальной реакции при $e = 0$

$$R_B = \frac{3 \cdot 0{,}928 \cdot 143{,}6}{2 \cdot 10{,}95} 0{,}15 \times \times \left(1 + \frac{0{,}0776}{0{,}384}\right) = 3{,}29 \text{ кН}.$$

Усилия в расчетных сечениях колонны:

$$M_I = -143{,}6 \cdot 0{,}15 = -21{,}54 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{II} = M_{III} = -143{,}6 \cdot 0{,}15 + 3{,}29 \cdot 4{,}2 = = -7{,}72 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_{IV} = -143{,}6 \cdot 0{,}15 + + 3{,}29 \cdot 10{,}95 = 14{,}49 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad N_I = N_{II} = = N_{III} = N_{IV} = 143{,}6 \text{ кН}; \quad Q_{IV} = 3{,}29 \text{ кН}.$$

Усилия от длительной части снеговой нагрузки:

$$R_B = -0{,}3 \cdot 3{,}29 = -0{,}99 \text{ кН};$$

$$M_I = -0{,}3 \cdot 21{,}54 = -6{,}46 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{II} = M_{III} = -0{,}3 \cdot 7{,}72 = -2{,}32 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{IV} = 0{,}3 \cdot 14{,}49 = 4{,}35 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 43{,}1 \text{ кН};$$

$$Q_{IV} = 0{,}99 \text{ кН}.$$

Нагружение 3 — снеговая нагрузка на покрытии пролета БВ. Усилия в колонне от полной величины снеговой нагрузки (в скобках приведены усилия от длительной части нагрузки, составляющей 0,3 полной):

$$R_B = \frac{3 \cdot 0{,}928 \cdot 191{,}5}{2 \cdot 10{,}95} 0{,}15 \times \times \left(1 + \frac{0{,}0776}{0{,}384}\right) = 4{,}39 \text{ кН (1,32 кН)};$$

$$M_I = 191{,}5 \cdot 0{,}15 = = 28{,}73 \text{ кН} \cdot \text{м (8,62 кН} \cdot \text{м)}; \quad M_{II} = = M_{III} = 191{,}5 \cdot 0{,}15 - 4{,}39 \cdot 4{,}2 = = 10{,}58 \text{ кН} \cdot \text{м (3,17 кН} \cdot \text{м)}; \quad M_{IV} = = 191{,}5 \cdot 0{,}15 - 4{,}39 \cdot 10{,}95 = = -19{,}35 \text{ кН} \cdot \text{м (—5,8 кН} \cdot \text{м)}; \quad N_I = N_{II} = = N_{III} = N_{IV} = 191{,}5 \text{ кН (57,5 кН)};$$

$$Q_{IV} = -4{,}39 \text{ кН (—1,32 кН)}.$$

Усилия от крановых нагрузок. Вертикальные крановые нагрузки приложены на уровне подкрановых консолей, т. е. $\beta_1 = 1 - v = 0{,}616$.

Колонна по оси А. Нагружение 4 — вертикальная нагрузка D_{max} от двух сближенных кранов. По формуле (6.75) вычисляют расчетные усилия (в скобках приведены усилия от длительной части крановой нагрузки):

$$R_B = \frac{3 \cdot 0{,}928 \cdot 520{,}3 \cdot 0{,}6}{2 \cdot 10{,}95} 0{,}616 \times \times (2 - 0{,}616) = 33{,}83 \text{ кН (10,60 кН)};$$

$$M_I = 0; \quad M_{II} = -33{,}83 \cdot 4{,}2 =$$

$$= -142{,}09 \text{ кН} \cdot \text{м} (-44{,}52 \text{ кН} \cdot \text{м});$$

$$M_{III} = -33{,}83 \cdot 4{,}2 + 520{,}3 \cdot 0{,}6 =$$

$$= 170{,}09 \text{ кН} \cdot \text{м} (53{,}28 \text{ кН} \cdot \text{м});$$

$$M_{IV} = -33{,}83 \cdot 10{,}95 + 520{,}3 \cdot 0{,}6 =$$

$$= -58{,}26 \text{ кН} \cdot \text{м} (-18{,}27 \text{ кН} \cdot \text{м});$$

$$N_I = N_{II} = 0; \quad N_{III} = N_{IV} =$$

$$= -520{,}3 \text{ кН} (163 \text{ кН});$$

$$Q_{IV} = -33{,}83 \text{ кН} (-10{,}6 \text{ кН}).$$

Нагружение 8 — горизонтальная нагрузка P_{br} от двух сближенных кранов, действующая слева направо. При $\beta_2/v = 0{,}255 : 0{,}384 = 0{,}664 \approx 0{,}7$ по формуле (6.77) вычисляют опорную реакцию, а затем и расчетные усилия в колонне (в скобках приведены усилия от длительной части нагрузки):

$$R_B = 0{,}928 \cdot 19 (1 - 0{,}384 + 0) =$$

$$= 10{,}86 \text{ кН} (3{,}43 \text{ кН}); M_I = 0; \quad M_{II} =$$

$$= M_{III} = 10{,}86 \cdot 4{,}2 + 19{,}0 \cdot 1{,}41 =$$

$$= -18{,}82 \text{ кН} \cdot \text{м} (-5{,}95 \text{ кН} \cdot \text{м}); \quad M_{IV} =$$

$$= -10{,}86 \cdot 10{,}95 + 19{,}0 \cdot 8{,}16 =$$

$$= 36{,}12 \text{ кН} \cdot \text{м} (11{,}4 \text{ кН} \cdot \text{м}); \quad N_I = N_{II} =$$

$$= N_{III} = N_{IV} = 0; \quad Q_{IV} = -10{,}86 + 19 =$$

$$= 8{,}14 \text{ кН} (2{,}57 \text{ кН}).$$

Момент в точке приложения силы P_{br}

$$M = -10{,}86 (4{,}2 - 1{,}41) = -30{,}3 \text{ кН} \cdot \text{м}$$
$$(-9{,}57 \text{ кН} \cdot \text{м}).$$

При действии сил P_{br} и $P_{br,t}$ справа налево все усилия только меняют знак.

Колонна по оси Б. Нагружение 5 — крановая нагрузка D_{max} от двух сближенных кранов со стороны пролета АБ. По формуле (6.74) при $e = 0$ находят горизонтальную реакцию (в скобках — реакция от длительной части нагрузки):

$$R_B = -\frac{3 \cdot 0{,}928 \cdot 520{,}3 \cdot 0{,}75}{2 \cdot 10{,}95} \times$$

$$\times \left(1 + \frac{0}{0{,}75}\right)(1 - 0{,}384^2) =$$

$$= -42{,}29 \text{ кН} (-13{,}25 \text{ кН}).$$

Усилия в расчетных сечениях колонны:

$$M_I = 0; \quad M_{II} = 42{,}29 \cdot 4{,}2 =$$

$$= 177{,}62 \text{ кН} \cdot \text{м} (55{,}65 \text{ кН} \cdot \text{м}); \quad M_{III} =$$

$$= 42{,}29 \cdot 4{,}2 - 520{,}3 \cdot 0{,}75 =$$

$$= -212{,}61 \text{ кН} \cdot \text{м} (-66{,}6 \text{ кН} \cdot \text{м}); \quad M_{IV} =$$

$$= 42{,}29 \cdot 10{,}95 - 520{,}3 \cdot 0{,}75 =$$

$$= 72{,}85 \text{ кН} \cdot \text{м} (22{,}84 \text{ кН} \cdot \text{м}); \quad N_I = N_{II} = 0;$$

$$N_{III} = N_{IV} = 520{,}3 \text{ кН} (163 \text{ кН});$$

$$Q_{IV} = 42{,}29 \text{ кН} (13{,}25 \text{ кН}).$$

Нагружение 6 — крановая нагрузка D_{max} от двух сближенных кранов со стороны пролета БВ. По формуле (6.75) при $\beta_1 = 1 - v = 0{,}616$ определяют горизонтальную реакцию, а затем и усилия в расчетных сечениях колонны (в скобках — усилия от длительной части нагрузки):

$$R_B = \frac{3 \cdot 0{,}928 \cdot 506{,}7 \cdot 0{,}75}{2 \cdot 10{,}95} 0{,}616 \times$$

$$\times (2 - 0{,}616) = 41{,}19 \text{ кН} (12{,}9 \text{ кН});$$

$$M_I = 0; \quad M_{II} = -41{,}19 \cdot 4{,}2 =$$

$$= -173 \text{ кН} \cdot \text{м} (-54{,}18 \text{ кН} \cdot \text{м}); \quad M_{III} =$$

$$= -41{,}19 \cdot 4{,}2 + 506{,}7 \cdot 0{,}75 =$$

$$= 207{,}03 \text{ кН} \cdot \text{м} (64{,}85 \text{ кН} \cdot \text{м}); \quad M_{IV} =$$

$$= -41{,}19 \cdot 10{,}95 + 506{,}7 \cdot 0{,}75 =$$

$$= -71{,}01 \text{ кН} \cdot \text{м} (-22{,}23 \text{ кН} \cdot \text{м});$$

$$N_I = N_{II} = 0; \quad N_{III} = N_{IV} =$$

$$= 506{,}7 \text{ кН} (158{,}7 \text{ кН});$$

$$Q_{IV} = -41{,}19 \text{ кН} (-12{,}90 \text{ кН}).$$

Нагружение 7 — крановая нагрузка D_{max} от четырех сближенных кранов в пролетах АБ и БВ. Величину горизонтальной реакции находят по формуле (6.75):

$$R_B = \frac{3 \cdot 0{,}928}{2 \cdot 10{,}95} (417{,}2 \cdot 0{,}75 - 428{,}5 \cdot 0{,}75) \times$$

$$\times 0{,}616 (2 - 0{,}616) = -0{,}92 \text{ кН}.$$

Усилия в расчетных сечениях колонны:

$$M_I = 0; \quad M_{II} = 0{,}92 \cdot 4{,}2 = 3{,}86 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{III} = 0{,}92 \cdot 4{,}2 - 428{,}5 \cdot 0{,}75 + 417{,}2 \times$$

$$\times 0{,}75 = -4{,}61 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_{IV} = 0{,}92 \times$$

$$\times 10{,}95 - 428{,}5 \cdot 0{,}75 + 417{,}2 \cdot 0{,}75 =$$

$$= 1{,}6 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad N_I = N_{II} = 0; \quad N_{III} = N_{IV} =$$

$$= 845{,}7 \text{ кН}; \quad Q_{IV} = 0{,}92 \text{ кН}.$$

Нагружение 9 — горизонтальная нагрузка P_{br} от двух сближенных кранов действует слева направо со стороны пролета АБ. При $\beta_2/v = 0{,}664 \approx 0{,}7$ по формуле (6.77) вычисляют опорную реакцию (в скобках — реакция от длительной части нагрузки)

$$R_B = 0{,}928 \cdot 19 (1 - 0{,}384 + 0) =$$

$$= 10{,}86 \text{ кН} (3{,}43 \text{ кН}).$$

Усилия в расчетных сечениях колонны:

$$M_I = 0; \quad M_{II} = M_{III} = -10{,}86 \cdot 4{,}2 +$$

$$+ 19 \cdot 1{,}41 = -18{,}82 \text{ кН} \cdot \text{м} (-5{,}95 \text{ кН} \cdot \text{м});$$

$$M_{IV} = -10{,}86 \cdot 10{,}95 + 19 \cdot 8{,}16 =$$

$= 36{,}12$ кН · м (11,4 кН · м); $N_{\text{I}} = N_{\text{II}} = N_{\text{III}} = N_{\text{IV}} = 0$; $Q_{\text{IV}} = -10{,}86 + 19 = 8{,}14$ кН (2,57 кН).

Момент в точке приложения силы P_{br} $M = -10{,}86\,(4{,}2 - 1{,}41) = -30{,}3$ кН·м (— 9,57 кН · м).

При действии сил P_{br} и $P_{br,l}$ справа налево все усилия только меняют знаки.

Нагружение 10 — горизонтальная нагрузка P_{br} от двух сближенных кранов действует слева направо со стороны пролета БВ. Величина горизонтальной реакции и усилия в сечениях колонны:

$$R_B = 0{,}928 \cdot 14{,}7\,(1 - 0{,}384 + 0) = 8{,}40 \text{ кН } (2{,}63 \text{ кН});\ M_{\text{I}} = 0;\ M_{\text{II}} = M_{\text{III}} = -8{,}4 \cdot 4{,}2 + 14{,}7 \cdot 1{,}41 = -14{,}55 \text{ кН} \cdot \text{м } (-4{,}56 \text{ кН} \cdot \text{м});\ M_{\text{IV}} = -8{,}4 \cdot 10{,}95 + 14{,}7 \cdot 8{,}16 = 27{,}97 \text{ кН} \cdot \text{м } (8{,}74 \text{ кН} \cdot \text{м});\ N_{\text{I}} = N_{\text{II}} = N_{\text{III}} = N_{\text{IV}} = 0;\ Q_{\text{IV}} = -8{,}4 + 14{,}7 = 6{,}3 \text{ кН } (1{,}97 \text{ кН});\ M = -8{,}4 \times (4{,}2 - 1{,}41) = -23{,}44 \text{ кН} \cdot \text{м } (-7{,}34 \text{ кН} \cdot \text{м}).$$

При действии сил P_{br} и $P_{br,l}$ справа налево все усилия меняют знаки.

Усилия от постоянных нагрузок. Колонна по оси А. Нагружение 1 — постоянные нагрузки. Горизонтальную реакцию при действии нагрузки от покрытия G_c получают соответствующим увеличением реакции от снеговой нагрузки P_{sn} (нагружение 2)

$$R_B = 0{,}64 \cdot 401{,}8 : 143{,}6 = 1{,}79 \text{ кН}.$$

Горизонтальную реакцию от веса подкрановых балок G_{cb} находят соответствующим уменьшением реакции от вертикальной крановой нагрузки $D_{\max}$ (нагружение 4)

$$R_B = -33{,}83 \cdot 138{,}7 : 520{,}3 = 9{,}02 \text{ кН}.$$

Горизонтальные реакции от веса стен вычисляют по формуле (6.72). Для нагрузки G_{w1} при $\beta_2 = 0{,}274$

$$R_B = \frac{3 \cdot 0{,}928 \cdot 40{,}9 \cdot 0{,}4}{2 \cdot 10{,}95} \times \left[1 - 0{,}274^2 + \frac{0{,}0776}{0{,}384} - \left(1 - \frac{0{,}274^2}{0{,}384^2}\right) + \frac{0{,}1}{0{,}4}\,(1 - 0{,}384^2)\right] = -2{,}57 \text{ кН}.$$

Аналогично для нагрузки G_{w2} при $\beta_2 = 0{,}055$

$$R_B = -\frac{3 \cdot 0{,}928 \cdot 66{,}8 \cdot 0{,}4}{2 \cdot 10{,}95} \times \left[\left(1 - 0{,}055^2 + \frac{0{,}0776}{0{,}384}\left(1 - \frac{0{,}055^2}{0{,}384^2}\right)\right) + \frac{0{,}1}{0{,}4}\,(1 - 0{,}384^2)\right] = -4{,}78 \text{ кН}.$$

Горизонтальную реакцию от веса надкрановой части колонны G_2 вычисляют по формуле (6.74):

$$R_B = \frac{3 \cdot 0{,}928 \cdot 32{,}3}{2 \cdot 10{,}95}\,(0 - 0{,}1) \times (1 - 0{,}384^2) = -0{,}35 \text{ кН}.$$

Вес подкрановой части колонны G_1 дает нулевую реакцию. Суммарная горизонтальная реакция от постоянных нагрузок: $R_B = 1{,}79 + 9{,}02 - 2{,}57 - 4{,}78 - 0{,}35 = 3{,}11$ кН.

Усилия в расчетных сечениях колонны от постоянных нагрузок:

$$M_{\text{I}} = 401{,}8 \cdot 0{,}1 = 40{,}18 \text{ кН} \cdot \text{м};\ M_{\text{II}} = 401{,}8 \cdot 0{,}1 - 40{,}9 \cdot 0{,}4 - 66{,}8 \cdot 0{,}4 - 3{,}11 \cdot 4{,}2 = -15{,}96 \text{ кН} \cdot \text{м};\ M_{\text{III}} = 401{,}8 \cdot 0 - 40{,}9 \cdot 0{,}5 - 66{,}8 \cdot 0{,}5 + 138{,}7 \cdot 0{,}6 - 3{,}11 \cdot 4{,}2 = 16{,}31 \text{ кН} \cdot \text{м};\ M_{\text{IV}} = 401{,}8 \cdot 0 - 40{,}9 \cdot 0{,}5 - 66{,}8 \cdot 0{,}5 + 138{,}7 \cdot 0{,}6 - 32{,}3 \cdot 0{,}1 - 3{,}11 \cdot 10{,}95 = -7{,}91 \text{ кН} \cdot \text{м};\ N_{\text{I}} = 401{,}8 \text{ кН};\ N_{\text{II}} = 401{,}8 + 66{,}8 + 40{,}9 + 32{,}3 = 541{,}8 \text{ кН};\ N_{\text{III}} = 541{,}8 + 138{,}5 = 680{,}5 \text{ кН};\ N_{\text{IV}} = 680{,}5 + 77{,}5 = 758 \text{ кН};\ Q_{\text{IV}} = -R_B = -3{,}11 \text{ кН}.$$

Моменты в точках крепления стеновых панелей:

над отметкой 10,200 $M = 401{,}8 \cdot 0{,}1 - 3{,}11 \cdot 0{,}6 = 38{,}31$ кН· м;

под отметкой 10,200 $M = 401{,}8 \cdot 0{,}1 - 68{,}8 \times 0{,}4 - 3{,}11 \cdot 0{,}6 = 11{,}59$ кН · м;

над отметкой 7,800 $M = 401{,}8 \cdot 0{,}1 - 66{,}8 \times 0{,}4 - 3{,}11 \cdot 3 = 4{,}13$ кН · м;

под отметкой 7,800 $M = 401{,}8 \cdot 0{,}1 - 66{,}8 \times 0{,}4 - 40{,}9 \cdot 0{,}4 - 3{,}11 \cdot 3 = -12{,}23$ кН · м.

Колонна по оси Б. Нагружение 1 — постоянные нагрузки. Нагрузка от веса подкрановых балок приложена симметрично относительно оси колонны, поэтому горизонтальная реакция и моменты в колонне от нее не возникают. Это же относится и к весу колонны. Вследствие симметрии точек приложения нагрузок от покрытия горизонтальная реакция и моменты в колонне возникают только от разности этих нагрузок. Величину горизонтальной реакции от веса покрытия получают соответствующим уменьшением реакции от P_{sn} (нагружение 3):

$$R_B = 4{,}39\,(594{,}9 - 401{,}8) \cdot 191{,}5 = 4{,}43 \text{ кН}.$$

Усилия в сечениях колонны:

$$M_1 = (594{,}9 - 401{,}8)\,0{,}15 = 28{,}97 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Таблица 9.2. Расчетные усилия в колонне по оси А и их сочетания (изгибающие моменты — в кН·м, силы — в кН)

а) усилия

Сечение	Вид усилия	Значения усилий от нагрузок								
		постоянных	временных							
			снеговой		крановой				ветровой	
			P_{sn}	$P_{sn,l}$	D_{max}	$D_{max,l}$	P_{br}	$P_{br,l}$	слева направо	справа налево
		1	2а	2б	4а	4б	8а	8б	11	12
		При γ_f								
		1,1	1,4	1,4	1,1	1,1	1,1	1,1	1,2	1,2
I—I	*M*	+40,18	+14,36	+4,31	0	0	0	0	0	0
	N	401,8	143,6	43,1	0	0	0	0	0	0
II—II	*M*	−15,96	+11,67	+3,5	−142,09	−44,52	∓18,82	∓5,95	+54,53	−61,9
	N	541,8	143,6	43,1	0	0	0	0	0	0
III—III	*M*	+16,31	−2,67	−0,8	+170,09	+53,28	∓18,82	∓5,95	+54,53	−61,9
	N	680,5	143,6	43,1	520,3	163	0	0	0	0
IV—IV	*M*	−7,91	−7,01	−2,1	−58,26	−1827	±36,12	±11,4	+283,71	±267,43
	N	758	143,6	43,1	520,3	163	0	0	0	0
	Q	−3,11	−0,64	−0,19	−33,83	−10,60	±8,14	±2,57	+46,88	−40,14
		При $\gamma_f = 1$								
IV—IV	*M*	−7,19	−5,01	−1,5	−52,96	−16,61	±32,84	±10,36	+236,43	−222,86
	N	689,1	102,6	30,8	473	148,2	0	0	0	0
	Q	−2,83	−0,46	−0,14	−30,75	−9,64	±7,4	±2,34	+39,07	−33,45

б) сочетания усилий

Сечение	Вид усилия	Основные расчетные сочетания усилий					
		первое ($\gamma_c = 1$)			второе ($\gamma_c = 0{,}9$)		
		M_{max}	M_{min}	N_{max}	M_{max}	M_{min}	N_{max}
		При $\gamma_f > 1$					
I—I		1 + 2а	—	1 + 2а	—	—	—
	M	+54,54	—	+54,54	—	—	—
	N	545,4	—	545,4	—	—	—
II—II		1 + 2б + 11	1 + 4а + 8а	1 + 2а + 4б + 8б	1 + 2а + 11	1 + 4а + 8а + 12	1 + 2а + 4а + + 8а + 12
	M	+42,07	−176,87	−54,76	+43,62	−216,49	−205,99
	N	584,9	541,8	685,4	671	541,8	671
III—III		1 + 4а + 8а	1 + 2б + 12	1 + 2б + 4а + + 8а	1 + 4а + 8а + + 11	1 + 2а + 12	1 + 2а + 4а + + 8а + 11
	M	205,22	−46,39	+204,42	+235,41	−41,8	+233
	N	1200,8	723,6	1243,9	1148,8	809,7	1278

Продолжение табл. 9.2

Сечение	Вид усилия	Основные расчетные сочетания усилий					
		первое ($\gamma_c = 1$)			второе ($\gamma_c = 0{,}9$)		
		M_{max}	M_{min}	N_{max}	M_{max}	M_{min}	N_{max}
		При $\gamma_f > 1$					
IV—IV		1 + 11	1 + 2б + 4б + + 8б + 12	1 + 2б + 4а + + 8а	—	1 + 2а + 4а + + 8а + 12	1 + 2а + 4а + + 8а + 12
	M	+275,8	—307,11	—104,39	—	—339,85	—339,85
	N	758,0	964,1	1321,4	—	1355,5	1355,5
	Q	+43,77	—56,61	—45,27	—	—77,59	—77,59

Таблица 9.3. **Расчетные усилия в колонне по оси Б**

а) усилия

Сечение	Вид усилия	Значения усилий						
		постоянных	временных					
			снеговой на покрытии пролета				вертикальной	
			АБ		6В		АБ	
			P_{sn}	$P_{sn,t}$	P_{sn}	$P_{sn,t}$	D_{max}	$D_{max,t}$
		1	2а	2б	3а	3б	5а	5б
							При γ_f	
		1,1	1,4	1,4	1,4	1,4	1,1	1,1
I—I	*M*	+28,97	—21,54	—6,46	+28,73	+8,62	0	0
	N	996,7	143,6	43,1	191,5	57,5	0	0
II—II	*M*	+10,36	—7,72	—2,32	+10,58	+3,17	+177,62	+55,65
	N	1029,0	143,6	43,1	191,5	57,5	0	0
III—III	*M*	+10,36	—7,72	—2,32	+10,58	+3,17	—212,61	—66,60
	N	1306,4	143,6	43,1	191,5	57,5	520,3	163,0
IV—IV	*M*	—19,54	+14,49	+4,35	—19,35	—5,80	+72,85	+22,84
	N	1398	143,6	43,1	191,5	57,5	520,3	163
	Q	—4,43	+3,29	+0,99	—4,39	—1,32	+42,29	+13,25
							При $\gamma_f = 1$	
IV—IV	*M*	—17,76	+10,35	+3,11	—13,82	—4,14	+66,23	+20,76
	N	1270,9	102,6	30,8	136,8	41,1	473	148,2
	Q	—4,03	+2,35	+0,71	—3,14	—0,94	+38,45	+12,05

Продолжение табл. 9.2

Сечение	Вид усилия	Основные расчетные сочетания усилий					
		первое ($\gamma_c = 1$)			второе ($\gamma_c = 0{,}9$)		
		M_{max}	M_{min}	N_{max}	M_{max}	M_{min}	N_{max}
		При $\gamma_f = 1$					
IV—IV		1 + 11	1 + 2б + 4б + + 8б + 12	1 + 2б + + 4а + 8а	—	1 + 2а + 4а + + 8а + 12	1 + 2а + 4а + + 8а + 12
	M	+229,24	−258,52	−94,49	—	−289,49	−289,49
	N	689,1	868,1	1192,9	—	1207,1	1207,1
	Q	+36,24	−48,40	−41,12	—	−67,68	−67,68

Примечание. Нумерация усилий приведена в соответствии с текстом на с. 453.

и их сочетания (изгибающие моменты — в кН · м, силы — в кН) *

от нагрузок								
ных								
крановой							ветровой	
в пролетах			горизонтальной в пролетах				слева направо	справа налево
БВ		АБ + БВ	АВ		БВ			
D_{max}	$D_{max,\ l}$	D_{max}	P_{br}	$P_{br,\ l}$	P_{br}	$P_{br,l}$		
6а	6б	7	9а	9б	10а	10б	11	12
1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,2	1,2
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0
−173	−54,18	+3,86	∓18,82	∓5,95	∓14,55	∓4,56	+83,87	−83,87
0	0	0	0	0	0	0	0	0
+207,03	+64,85	−4,61	∓18,82	∓5,95	∓14,55	∓4,56	+83,87	−83,87
506,7	158,7	845,7	0	0	0	0	0	0
−71,01	−22,23	+1,60	±36,12	±11,4	±27,97	±8,74	+218,67	−218,67
506,7	158,7	845,7	0	0	0	0	0	0
−41,19	−12,90	+0,92	±8,14	±2,57	±6,30	±1,97	+19,97	−19,97
−64,55	−20,21	+1,45	±32,84	±10,36	±25,43	±7,95	+182,23	−182,23
460,3	144,3	768,8	0	0	0	0	0	0
−37,45	−11,73	+0,84	±7,4	±2,34	±5,73	±1,79	+16,64	−16,64

б) сочетания усилий

Сечение	Вид усилия	Основные расчетные сочетания усилий					
		первое ($\gamma_c = 1$)			второе ($\gamma_c = 0{,}9$)		
		M_{max}	M_{min}	N_{max}	M_{max}	M_{min}	N_{max}
При $\gamma_f > 1$							
I—I		1 + 3а	—	1 + 2а + 3а	—	—	—
	M	+57,70	—	+36,16	—	—	—
	N	1188,2	—	1331,8	—	—	—
II—II		1 + 3б + + 5а + 9а	1 + 2б + + 6а + 10а	1 + 2а + 3а	1 + 3а + + 5а + 9а + + 11	1 + 2а + + 6а + + 10а + 12	1 + 2а + + 3а + 5а + + 9а + 11
	M	+209,97	—179,51	+13,22	+272,16	—240,87	+265,21
	N	1086,5	1072,1	1364,1	1201,4	1158,2	1330,6
III—III		1 + 3б + + 6а + 10а	1 + 2б + + 5а + 9а	1 + 2б + + 3б + 7 + + 9а	1 + 3а + + 6а + + 10а + 11	1 + 2а + + 5а + + 9а + 12	1 + 2а + + 3а + 7 + + 9а + 11
	M	+235,11	—223,39	+25,42	+294,79	—280,36	+101,27
	N	1870,6	1869,8	2252,7	1934,8	1903,9	2369,1
IV—IV		1 + 2б + + 5б + 9б + + 11	1 + 3б + + 6б + + 10б + 12	1 + 2б + + 3б + 7 + + 9а	1 + 2а + + 5а + 9а + + 11	1 + 3а + + 6а + + 10а + 12	1 + 2а + + 3а + 7 + + 9а + 12
	M	+237,72	—274,98	—55,51	+288,38	—322,84	—251,78
	N	1604,1	1614,2	2344,3	1995,5	2026,4	2460,7
	Q	+32,35	—40,59	—11,98	+61,89	—69,10	—29,90
При $\gamma_f = 1$							
IV—IV		1 + 2б + + 5б + 9б + + 11	1 + 3б + + 6б + + 10б + 12	1 + 2б + + 3б + 7 + + 9а	1 + 2а + + 5а + 9а + + 11	1 + 3а + + 6а + + 10а + 12	1 + 2а + + 3а + 7 + + 9а + 12
	M	198,70	—232,29	—50,18	+244,73	—275,19	—213,14
	N	1449,9	1456,3	2111,6	1788,9	1808,3	2178,3
	Q	+27,71	—35,13	—10,82	+54,33	—60,69	—25,62

* См. примечание к табл. 9.2.

$M_{II} = M_{III} = (594{,}9 - 401{,}8)\,0{,}15 - 4{,}43 \cdot 4{,}2 = 10{,}36$ кН · м; $M_{IV} = (594{,}9 - 401{,}8)\,0{,}15 - 4{,}43 \cdot 10{,}95 = -19{,}54$ кН · м; $N_I = 401{,}8 + 594{,}9 = 996{,}7$ кН; $N_{II} = 996{,}7 + 32{,}3 = 1029$ кН;

$N_{III} = 1029{,}0 + 2 \cdot 138{,}7 = 1306{,}4$ кН;

$N_{IV} = 1306{,}4 + 91{,}6 = 1398$ кН;

$Q_{IV} = -R_B = -4{,}43$ кН.

Усилия от ветровой нагрузки. Определяют их с учетом работы всех колонн поперечной рамы. Так как моменты инерции надкрановых и подкрановых частей, а также их высоты для всех колонн поперечной рамы одинаковы, то удельные сопротивления сдвигу всех колонн также одинаковы: $\eta_1 = \eta_2 = \eta_3 = \eta_4 = 0{,}25$.

Нагружение 11 — ветровая нагрузка действует слева направо. По формуле (6.80) определяют реакции основной системы от внешней нагрузки:

на первую колонну поперечной рамы (по оси А)

$k_{12} = 0{,}928$ [3 (1 + 0,384 · 0,0776) + 4 × × 0 (1 + 0,384)] = 2,867; $R_{B1} = 2{,}867 \times 3{,}83 \cdot 10{,}95 : 8 = 15{,}03$ кН;

на последнюю (четвертую) колонну поперечной рамы (по оси Г) $R_{B4} = 2{,}867 \cdot 2{,}87 \cdot 10{,}95 : 8 = 11{,}26$ кН.

Усилие в дополнительной связи от внешней нагрузки находят по формуле (6.229): $R_B = 15{,}03 + 11{,}26 + 53{,}6 = 79{,}89$ кН.

По формулам (6.224) ... (6.227) вычисляют опорные реакции в каждой колонне поперечной рамы: $X_1 = 15{,}03 - 79{,}89 \cdot 0{,}25 = -4{,}94$ кН; $X_2 = X_3 = -79{,}89 \cdot 0{,}25 = -19{,}97$ кН; $X_4 = 11{,}26 - 79{,}89 \cdot 0{,}25 = -8{,}71$ кН.

Усилия в расчетных сечениях колонн.

Колонна по оси А: $M_I = 0$; $M_{II} = M_{III} = 4{,}94 \cdot 4{,}2 + 0{,}5 \cdot 3{,}83 \cdot 4{,}2^2 = 54{,}53$ кН $\times$ м; $M_{IV} = 4{,}94 \cdot 10{,}95 + 0{,}5 \cdot 3{,}83 \cdot 10{,}95^2 = 283{,}71$ кН · м; $N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0$; $Q_{IV} = 4{,}94 + 3{,}83 \cdot 10{,}95 = 46{,}88$ кН.

Колонны по осям Б и В: $M_I = 0$; $M_{II} = M_{III} = 19{,}97 \cdot 4{,}2 = 83{,}87$ кН · м; $M_{IV} = 19{,}97 \cdot 10{,}95 = 218{,}67$ кН · м; $N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0$; $Q_{IV} = 19{,}97$ кН.

Колонна по оси Г: $M_I = 0$; $M_{II} = M_{III} = 8{,}71 \cdot 4{,}2 + 0{,}5 \cdot 2{,}87 \cdot 4{,}2^2 = 76{,}90$ кН $\times$ м; $M_{IV} = 8{,}71 \cdot 10{,}95 + 0{,}5 \cdot 2{,}87 \times 10{,}95^2 = 267{,}43$ кН · м; $N_I = N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 0$; $Q_{IV} = 8{,}71 + 2{,}87 \cdot 10{,}95 = 40{,}14$ кН.

Нагружение 12 — ветровая нагрузка справа налево. Усилия в колоннах по осям А и Б равны с обратными знаками усилиям соответственно в колоннах по осям Г и В при нагружении 11.

Расчетные усилия при сочетаниях нагрузок. Результаты вычисления наибольших возможных усилий в сечениях колонн по осям А и Б и их сочетаний приведены в табл. 9.2 и 9.3.

Усилия в сечениях колонн определены для двух основных сочетаний нагрузок: первое — при учете одной кратковременной нагрузки с коэффициентом сочетаний $\gamma_c = 1$, второе — при учете двух или более кратковременных нагрузок с $\gamma_c = 0{,}9$.

Для каждого сочетания нагрузок рассмотрены следующие комбинации усилий: I — наибольший положительный момент M_{max} и соответствующая ему продольная сила; II — наибольший отрицательный момент M_{min} и соответствующая ему продольная сила; III — наибольшая продольная сила N_{max} и соответствующий ей момент. Кроме того, для каждой комбинации усилий в сечениях IV—IV вычислены величины поперечных сил Q, необходимые для расчета фундаментов. Для расчета оснований под фундаментами колонн по деформациям определены расчетные усилия в сечениях IV—IV при значениях коэффициентов надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$.

Расчет и конструирование колонн. По характеру действующих усилий колонны поперечной рамы относятся к внецентренно-сжатым элементам. Гибкость рассматриваемых колонн прямоугольного сечения $l_0/h = 12{,}7 \div 20{,}5$. По табл. 6.1 площадь сечения каждого вида арматуры (S и S') следует принимать не менее, чем 0,2 % площади расчетного сечения бетона.

Колонны поперечной рамы представляют собой стойки с несмещаемыми опорами, поэтому в сечениях I—I и IV—IV влияние дополнительного изгибающего момента отсутствует. Сечения II—II и III—III расположены в средней трети высоты колонны, так как $H_2 = 4{,}2$ м $> H/3 = 10{,}95 : 3 = 3{,}65$ м; поэтому учитывать этот момент необходимо. Принимая во внимание изложенное, для сечений I—I и IV—IV $\eta = 1$. Для сечений II—II и III—III величину η вычисляют по формуле (3.10).

Колонна по оси А. Имеет симметричную форму. В надкрановой части ее могут действовать значительно отличающиеся по величине положительные и отрицательные моменты (см. табл. 9.2). Подкрановая часть испытывает действие изгибающих моментов, разных по знаку, но близких по величине. Поэтому для надкрановой части целесообразно принять несимметричное армирование, а для подкрановой симметричное.

Надкрановая часть колонны. Размеры прямоугольного сечения надкрановой части: $b = 0{,}5$ м; $h = 0{,}6$ м. Для продольной арматуры принимают $a = a' = 0{,}04$ м. Рабочая высота сечения $h_0 = 0{,}6 - 0{,}04 = 0{,}56$ м.

Расчет в плоскости изгиба. Сечение арматуры подбирают по усилиям в сечении II—II с последующей проверкой прочности в сечении I—I.

Расчетная длина надкрановой части колонны в плоскости изгиба (см. табл. 3.8): при учете крановых нагрузок $l_0 = 2H_2 = 2 \cdot 4{,}2 = 8{,}4$ м; без их учета $l_0 = 2{,}5H_2 = 2{,}5 \cdot 4{,}2 = 10{,}5$ м. Так как $l_0/h = 8{,}4 : 0{,}6 = 14 > 10$, необходимо учитывать влияние прогиба элемента на величину эксцентриситета продольной силы.

Последовательность расчета показана на примере комбинации усилий I. Из табл. 9.2 выписывают усилия для этой комбинации при $\gamma_c = 0{,}9$:

от всех нагрузок (с учетом ветровой нагрузки малой суммарной продолжительности) $M = 43{,}62$ кН · м; $N = 671$ кН;

от всех нагрузок, но без учета ветровой $M' = -15{,}96 + 0{,}9 \cdot 11{,}67 = -5{,}46$ кН · м; $N' = 671$ кН;

от постоянной продолжительно действующей нагрузки $M_l = -15{,}96$ кН · м; $N_l = 541{,}8$ кН.

Поскольку в этой комбинации действуют усилия от нагрузок малой суммарной продолжительности, для определения коэффициента условий работы бетона γ_{b2} находят моменты внешних сил относительно центра тяжести сечения растянутой арматуры с учетом и без учета ветровой нагрузки: $M_{II} = M_I = M + N \times (0{,}5h - a) = 43{,}62 + 671\ (0{,}5 \cdot 0{,}6 - 0{,}04) = 218{,}08$ кН · м; $M_I = M' + N'\ (0{,}5h - a) = -5{,}46 + 671{,}0\ (0{,}5 \cdot 0{,}6 - 0{,}04) = 169{,}0$ кН · м $> 0{,}77M_{II} = 0{,}77 \times 218{,}08 = 167{,}92$ кН · м.

Так как условие (3.1) не выполняется, расчет следовало бы вести дважды: по случаю «а» на действие постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, кроме тех, суммарная продолжительность которых мала (в данном случае — ветровой), принимая расчетные сопротивления бетона при $\gamma_{b2} < 1$; по случаю «б»

на действие всех нагрузок, включая и нагрузки малой суммарной продолжительности, при этом расчетные сопротивления бетона принимают при $\gamma_{b2} > 1$. Однако расчет допускается вести только по случаю «б» и при невыполнении условия $M_I \leqslant 0{,}77\ M_{II}$. При этом расчетные сопротивления бетона R_b и R_{bt} (при $\gamma_{b2} = 1$) следует умножить на коэффициент $\gamma_{bl} \leqslant 1{,}1$: $\gamma_{bl} = 0{,}85 \cdot M_{II}/M_I = 0{,}85 \cdot 218{,}08 : 167{,}92 = 1{,}104 \approx 1{,}1$.

Таким образом, расчет выполняют только по случаю «б» при $R_b = 1{,}1 \cdot 8{,}85 = 9{,}74$ МПа; $R_{bt} = 1{,}1 \cdot 0{,}8 = 0{,}88$ МПа.

Эксцентриситет продольной силы $e_0 = M/N = 43{,}62 : 671_2 = 0{,}065$ м $> e_a = h/30 = 0{,}6 : 30 = 0{,}02$ м. Следовательно, случайный эксцентриситет не учитывают, так как колонна поперечной рамы — элемент статически неопределимой конструкции.

Находят значение условной критической силы и величину коэффициента η. По формуле (3.13) $\delta = 0{,}065 : 0{,}6 = 0{,}108 < \delta_{min} = 0{,}5 - 0{,}01 \cdot 10{,}5 : 0{,}6 - 0{,}01 \cdot 9{,}74 = 0{,}228$. Принимают $\delta = \delta_{min} = 0{,}228$.

По формуле (3.14) определяют коэффициент φ_l, принимая $\beta = 1$ и вычисляя $M_{1,l} = M_l + N_l(0{,}5h - a) = -15{,}96 + 541{,}8$ $(0{,}5 \times 0{,}6 - 0{,}04) = 124{,}91$ кН · м. Следовательно, $\varphi_l = 1 + 1 \cdot 124{,}91 : 218{,}08 = 1{,}573$.

В первом приближении принимают $\mu_s = 0{,}005$. Тогда $\alpha_s I_s = 0{,}005 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}6\,(0{,}5 \times 0{,}6 - 0{,}04)^2\ 200000 : 25500 = 0{,}795 \times 10^{-3}$ м^4 и $I_2 = 9 \cdot 10^{-3}$ м^4.

По формулам (3.60) и (3.10) при $\varphi_{sp} = 1$ вычисляют:

$$N_{cr} = \frac{6{,}4 \cdot 25\,500}{10{,}5^2}\left[\frac{9 \cdot 10^{-3}}{1{,}573} \times \left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + 0{,}228} + 0{,}1\right) + 0{,}795 \cdot 10^{-3}\right] =$$

$$= 4{,}864 \text{ мН} = 4864 \text{ кН};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - 671 : 4864} = 1{,}16.$$

Рассматриваемое сечение расположено в средней трети высоты колонны, а сама колонна имеет несмещаемые опоры, поэтому $e = e_0\eta + 0{,}5h - a = 0{,}065 \cdot 1{,}16 + 0{,}5 \cdot 0{,}6 - 0{,}04 = 0{,}335$ м.

Площадь сечения арматуры сжатой зоны определяют по формуле (3.112)

$$A' = \frac{0{,}671 \cdot 0{,}335 - 0{,}4 \cdot 9{,}74 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}56^2}{365\,(0{,}56 - 0{,}04)} =$$

$$= -0{,}002\,034 \text{ м}^2 < 0.$$

По формуле (3.116)

$$A_{s,min} = \frac{0{,}671\,(0{,}56 - 0{,}04 - 0{,}335) - \dfrac{-9{,}74 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}6\,(0{,}5 \cdot 0{,}6 - 0{,}04)}{365\,(0{,}56 - 0{,}04)} =$$

$$= -0{,}003\,349 \text{ м}^2.$$

Поскольку $A_{s,min} < 0$, величину A_s^* определяют по формуле (3.117) при $\omega = 0{,}85 - 0{,}008 \cdot 9{,}74 = 0{,}772$:

$$A_s' = \frac{0{,}671 \cdot 0{,}335 - 0{,}772 \times (1 - 0{,}5 \cdot 0{,}772)\,9{,}74 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}56^2}{365\,(0{,}56 - 0{,}04)} =$$

$$= -0{,}002\,630 \text{ м}^2 < 0.$$

Арматура в сжатой зоне по расчету не нужна, поэтому ее сечение назначают в соответствии с конструктивными требованиями (см. табл. 6.1) $A_s' = 0{,}002bh = 0{,}002 \cdot 0{,}5 \times 0{,}6 = 0{,}0006$ м$^2 = 6{,}0$ см^2.

Принимают 3 ∅ 16AIII $A_s' = 6{,}03$ см^2. Принятое значение превышает расчетное ($A_s' < 0$), поэтому армирование растянутой зоны определяют по формуле (3.119). Предварительно по формуле (3.120) находят

$$B_0 = \frac{0{,}671 \cdot 0{,}335 - 365 \cdot 0{,}000\,603 \times (0{,}56 - 0{,}04)}{9{,}74 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}56^2} =$$

$$= 0{,}072,$$

а по табл. 3.5 $\xi = 0{,}075$. Тогда

$$A_s = (0{,}075 \cdot 9{,}74 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}56 - 0{,}671 + 365 \cdot 0{,}000\,603) : 365 = -0{,}000\,675 \text{ м}^2 < 0.$$

В растянутой зоне арматура по расчету также не нужна и ее сечение назначают в соответствии с конструктивными требованиями: 3 ∅ 16AIII, $A_s = 6{,}03$ см^2.

Коэффициент армирования сечения

$$\mu_s = \frac{A_s + A_s'}{bh} = \frac{2 \cdot 0{,}000\,603}{0{,}5 \cdot 0{,}6} = 0{,}00402,$$

что незначительно отличается от предварительно принятого $\mu_s = 0{,}005$. Следовательно, расчет можно не уточнять.

Аналогично подбирают арматуру для сечения II—II по комбинациям усилий II и III, а также для сечения I—I по комбинации усилий I. Результаты расчетов приведены в табл. 9.4.

Расчет из плоскости изгиба. За высоту сечения принимают его размер из плоскости изгиба, т. е. $h = 0{,}5$ м. Расчетная длина надкрановой части колонны из плоскости изгиба (см. табл. 3.8) $l_0 = 1{,}5 \cdot 4{,}2 = 6{,}3$ м. Так как отношение $l_0/h = 6{,}3 : 0{,}5 = 12{,}6$ превышает ту же величину в плоскости изгиба ($l_0/h = 10{,}5$), необходим расчет колонны из плоскости изгиба. При этом эксцентриситет продольной силы равен случайному.

В пределах высоты надкрановой части колонны действуют вертикальные нагрузки: от конструкций покрытия 401,8 кН; от стен и оконных переплетов 40,9 и 66,8; от снегового покрова 143,6. Следовательно, величина продольной силы от всех нагрузок $N = 401{,}8 + 40{,}9 + 66{,}8 + 143{,}6 = 653{,}1$ кН.

При определении N_l длительную часть снеговой нагрузки не учитывают, так как она учтена в составе кратковременной: $N_l = 401{,}8 + 40{,}9 + 66{,}8 = 509{,}5$ кН.

Таблица 9.4. **Подбор продольной арматуры для колонн по оси А**

Вычисляемые величины	Единица измерения	Значения величин в сечениях					
		I—I	II—II			IV—IV	
		при комбинации усилий					
		I (M_{max})	I (M_{max})	II (M_{min})	III (N_{max})	I (M_{max})	II (M_{min})
		и значении γ_c					
		1	0,9	0,9	0,9	1	0,9
M	кН·м	+54,54	+43,62	−216,49	−205,99	+275,80	−339,85
N	кН	545,4	671	541,8	671	758	1355,5
M'	кН·м	+54,54	−5,46	−15,96	−5,46	−7,91	−14,22
N'	кН	545,4	671	541,8	671	758	887,2
M_l	кН·м	+40,18	−15,96	−15,96	−15,96	−7,91	−7,91
N_l	кН	401,8	541,8	541,8	541,8	758	758
$M_{II} = M_1$	кН·м	196,34	218,08	−357,36	−380,45	+548,68	−827,83
0,77 M_{II}	кН·м	151,2	167,92	−275,17	−292,95	+422,48	−637,42
M_1	кН·м	196,34	169	−156,83	−179,92	+264,97	−333,61
γ_{b2}	—	0,85	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
e_0	м	0,100	0,065	−0,400	−0,307	0,364	−0,251
δ	—	—	0,228	0,667	0,512	—	—
$M_{1,\ l}$	кН·м	—	124,91	−156,83	−156,83	—	—
φ_l	—	—	1,573	1,439	1,412	—	—
$\alpha_s I_s \cdot 10^3$	м⁴	—	0,795	0,795	0,795	—	—
$I \cdot 10^3$	м⁴	—	9	9	9	—	—
N_{cr}	кН	—	4864	5360	5963	—	—
η	—	1,0	1,16	1,112	1,127	1	1
e	см	0,360	0,335	−0,705	−0,606	0,724	−0,611
φ_n	—	—	—	—	—	0,205	0,366
φ_n	—	—	—	—	—	0,195	0,294
A_s' (вычислено)	см²	−15,98	−20,34	−12,06	−10,76	1,18	−0,54
A_s' (принято)	см²	6,03	6,03	6,03	6,03	8,04	8,04
S' (принято)	—	3Ø16AIII	3Ø16AIII	3Ø16AIII	3Ø16AIII	4Ø16AIII	4Ø16AIII
ξ	—	0,071	0,072	0,175	0,191	—	—
ξ_0	—	0,074	0,075	0,194	0,214	—	—
A_s (вычислено)	см²	−4,71	−6,75	5,68	3,64	1,18	−0,54
A_s (принято)	см²	6,03	6,03	6,03	6,03	8,04	8,04
S (принято)	—	3Ø16AIII	3Ø16AIII	3Ø16AIII	3Ø16AIII	4Ø16AIII	4Ø16AIII

Примечание. При определении коэффициента γ_{b2} проверяли условие $|M_l| \leqslant 0{,}77\,|M_{II}|$.

Эксцентриситет продольной силы: $e_0 = e_a = \frac{h}{30} = \frac{0{,}5}{30} = 0{,}0167$ м $> \frac{l_0}{600} = \frac{6{,}3}{600} = 0{,}0105$ м. Так как $l_0/h = 12{,}6 > 10$, расчет ведут с учетом прогиба колонны.

Находят значение условной критической силы и величину коэффициента η. Для этого по формулам (3.14) и (3.12) вычисляют $\varphi_l = 1 + \frac{509{,}5}{653{,}1} = 1{,}78$; $\delta = \frac{0{,}0167}{0{,}5} = 0{,}0334$. Так как $0{,}0334 < \delta_{min} = 0{,}5 - 0{,}01 \cdot 12{,}6 - 0{,}01 \cdot 9{,}74 = 0{,}277$, принимают $\delta = \delta_{min} = 0{,}277$.

По формулам (3.63) и (3.61) при симметричном расположении арматуры по периметру сечения

$$\alpha_s \mu_s = \frac{200\,000}{25\,500} \times$$

$$\times \frac{(6{,}03 \cdot 10^{-4} + 6{,}03 \cdot 10^{-4})}{3 \cdot 0{,}6 \cdot 0{,}5} = 0{,}0105;$$

$$N_{cr} = \frac{1{,}6 \cdot 25\,500 \cdot 0{,}6 \cdot 0{,}5}{12{,}6^2} \times$$

$$\times \left[\frac{\left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + 0{,}277} + 0{,}1 \right)}{3 \cdot 1{,}78} + 0{,}0105 \times \right.$$

$$\left. \times \left(1 - \frac{2 \cdot 0{,}04}{0{,}5} \right)^2 \right] = 6{,}228 \text{ МН} = 6228 \text{ кН}.$$

По формуле (3.10) $\eta = \frac{1}{1 - \frac{653{,}1}{6228}} = 1{,}12$.

С учетом прогиба колонны $e = 0{,}0167 \cdot 1{,}12 + 0{,}5 \cdot 0{,}5 - 0{,}04 = 0{,}229$ м. Высоту сжатой зоны определяют по формуле (3.78)

$$x = \frac{653{,}1 \cdot 10^3}{9{,}74 \cdot 10^6 \cdot 0{,}6} = 0{,}112 \text{ м}.$$

Так как $x = 0{,}112$ м $< \xi_R h_0 = 0{,}604 \times 0{,}46 = 0{,}278$ м, $\xi_R = 0{,}604$ — (см. формулу

(3.17), прочность сечения проверяют из условия (3.79), учитывая только арматуру, расположенную у растянутой и сжатой граней колонны $A_s = A'_s = 4{,}02$ см^2 $= 4{,}02 \cdot 10^{-4}$ м^2 (2 ⌀ 16А III). В результате $Ne = 653{,}1 \cdot 0{,}229 =$ $= 149$ кН · м. Так как 149 кН · м $< 9{,}74 \times$ $\times 0{,}6 \cdot 0{,}112\ (0{,}46 - 0{,}5 \cdot 0{,}112) + 365 \times$ $\times 4{,}02 \cdot 10^{-4}\ (0{,}46 - 0{,}04) = 0{,}326$ МН · м, прочность сечения из плоскости изгиба обеспечена.

Проверка прочности наклонных сечений. На колонну действует поперечная сила $Q = 77{,}59$ кН (см. комбинацию усилий II в табл. 9.2). Так как при этой комбинации действуют нагрузки малой суммарной продолжительности, расчет ведут при $\gamma_{b2} =$ $= 1{,}1$.

Прочность колонны без развития наклонных трещин проверяют из условия (3.276). Так как в сечении колонны действует продольная сила $N = 541{,}8$ кН (см. табл. 9.2), по формуле (3.273)

$$\varphi_n = \frac{0{,}1 \cdot 0{,}5418}{0{,}88 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}56} = 0{,}22 < 0{,}5.$$

Принимают $\varphi_n = 0{,}22$.

При $c = 0{,}25H_2 = 0{,}25 \cdot 4{,}2 = 1{,}05$ м

$$Q_{b,u} = 1{,}5\,(1 + 0{,}22)\,0{,}88 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}56^2 : 1{,}05 =$$

$$= 0{,}2405 \text{ МН} > \varphi_{b3}\,(1 + \varphi_n)\,0{,}88 \times$$

$$\times 0{,}5 \cdot 0{,}56 = 0{,}1804 \text{ МН}.$$

Проверяют условие (3.276): $Q =$ $= 0{,}07759$ МН $< Q_{b,u} = 0{,}2405$ МН. Так как оно выполняется, поперечное армирование назначают по конструктивным требованиям.

Подкрановая часть колонны. Размеры прямоугольного сечения подкрановой части $b =$ $= 0{,}5$ м; $h = 0{,}8$ м. Для продольной арматуры принимают $a = 0{,}04$ м, тогда $h_0 = 0{,}8 -$ $- 0{,}04 = 0{,}76$ м.

Сечение продольной арматуры подбирают по усилиям, действующим в сечении IV—IV, которые больше усилий в сечении III—III. Для сечения IV—IV $\eta = 1$. Расчет ведут для комбинации усилий I ($\gamma_c = 1$) и II ($\gamma_c = 0{,}9$) (см. табл. 9.2).

Для комбинации усилий I действующие усилия от всех нагрузок, включая ветровую (нагрузка малой суммарной продолжительности), $M = 275{,}8$ кН · м; $N = 758$ кН;

от всех нагрузок, но без учета ветровой, $M' = -7{,}91$ кН · м; $N' = 758$ кН.

Моменты внешних сил относительно центра тяжести сечения растянутой арматуры (соответственно с учетом и без учета ветровой нагрузки): $M_{II} = M + N\,(0{,}5h - a) = 275{,}8 +$ $+ 758\,(0{,}5 \cdot 0{,}8 - 0{,}04) = 548{,}68$ кН · м; $M_I = M' + N'\,(0{,}5h - a) = -7{,}91 +$ $+ 758\,(0{,}5 \cdot 0{,}8 - 0{,}04) = 264{,}97$ кН · м $<$ $< 0{,}77M_{II} = 0{,}77 \cdot 548{,}68 = 422{,}48$ кН · м.

Условие (3.1) выполняется, поэтому $\gamma_{b2} =$ $= 1{,}1$ (см. табл. 1.19). Следовательно, $R_b =$ $= 9{,}74$ МПа; $R_{bt} = 0{,}88$ МПа.

Эксцентриситет продольной силы $e_0 = 275{,}8 :$ $: 758 = 0{,}364$ м.

Случайный эксцентриситет не учитывают, так как колонна — элемент статически неопределимой конструкции. Следовательно, $e =$ $= 0{,}364 + 0{,}5 \cdot 0{,}8 - 0{,}04 = 0{,}724$ м.

По формуле (3.82) находят относительную величину продольной силы

$$\bar{\varphi}_n = \frac{0{,}758}{9{,}74 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}76} = 0{,}205,$$

а по формулам (3.18) и (3.17) — коэффициент $\omega = 0{,}85 - 0{,}08 \cdot 9{,}74 = 0{,}772$ и граничное значение относительной высоты сжатой зоны

$$\xi_R = \frac{0{,}772}{1 + \dfrac{365}{400}\left(1 - \dfrac{0{,}772}{1{,}1}\right)} = 0{,}607.$$

Так как $\bar{\varphi}_n < \xi_R$,

$$\bar{\varphi}_n = \frac{0{,}758 \cdot 0{,}724}{9{,}74 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}76^2} = 0{,}195;$$

$\delta = 0{,}04 : 0{,}76 = 0{,}053$, по формуле (3.87)

$$A_s = A'_s = \frac{9{,}74 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}76}{365} \times$$

$$\times \frac{0{,}195 - 0{,}205\,(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}205)}{1 - 0{,}053} =$$

$$= 0{,}000\,118 \text{ м}^2 = 1{,}18 \text{ см}^2.$$

Принимают минимально необходимое армирование (см. табл. 6.1) 4 ⌀ 16АIII как с наружной, так и с внутренней сторон колонны ($A_s = A'_s = 8{,}04$ см^2). Аналогичным образом подбирают арматуру и по комбинации усилий II ($\gamma_c = 0{,}9$). Результаты расчетов приведены в табл. 9.4.

Расчет на действие поперечной силы не выполняют, так как сечение подкрановой части больше, чем надкрановой, для которой поперечное армирование по расчету не требуется.

Проверяют необходимость расчета из плоскости изгиба. Расчетная длина подкрановой части из плоскости изгиба (см. табл. 3.8) $l_0 =$ $= 0{,}8H_1 = 0{,}8 \cdot 6{,}75 = 5{,}4$. Так как гибкость из плоскости изгиба $l_0/h = 5{,}4 : 0{,}5 = 10{,}8$ меньше минимальной гибкости в плоскости изгиба (12,66), расчет из плоскости изгиба можно не выполнять.

Расчет подкрановой консоли. На подкрановую консоль колонны по оси А действует сосредоточенная сила от веса подкрановой балки и вертикальной крановой нагрузки $Q_c = 138{,}7 +$ $+ 520{,}3 = 659$ кН.

Размеры консоли (рис. 9.5): $h = 1{,}45$ м; $l_1 = 0{,}55$ м; $b = 0{,}5$ м; $a = 0{,}2$ м; $h_0 = 1{,}41$ м. Подкрановая балка шириной 0,34 м опирается поперек консоли, поэтому $l_{sup} = 0{,}34$ м. Так как на консоль действуют нагрузки малой суммарной продолжительности, $\gamma_{b2} = 1{,}1$; $R_b =$ $= 9{,}74$ МПа; $R_{bt} = 0{,}88$ МПа.

Несущую способность консоли проверяют из условия (3.281). В первом приближении расчет ведут без учета поперечного армирования, т. е. при $A_{inc} = A_w = 0$.

Вычисляют $\operatorname{tg}\theta = (1{,}41 - 0{,}04)/(0{,}2 +$ $+ 0{,}5 \cdot 0{,}34) = 3{,}703$. Тогда $\sin\theta = 0{,}965$;

$\cos\theta = 0{,}261$; $l_b = 0{,}34 \cdot 0{,}965 + 2 \cdot 0{,}04 \times$ $\times 0{,}261 = 0{,}349$ м.

Окончательно $Q_c = 0{,}659$ МН $< 0{,}8 \times$ $\times 9{,}74 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}349 \cdot 0{,}965 = 1{,}31$ МН. Так как $1{,}31 < 3{,}5 R_{bt}\, bh_0 = 3{,}5 \cdot 0{,}88 \cdot 0{,}5 \times$ $\times 1{,}41 = 2{,}17$ МН, прочность консоли по наклонной сжатой полосе между грузом и опорой обеспечена.

Напряжения смятия под подкрановой балкой

$$\sigma_{loc} = \frac{Q_c}{bl_{sup}} = \frac{0{,}659}{0{,}5 \cdot 0{,}34} = 3{,}88 \text{ МПа} <$$

$$< R_b = 9{,}74 \text{ МПа}.$$

Смятия бетона консоли не пронзойдет.

Изгибающий момент на грани примыкания консоли к колонне

$$M = Qa = 659 \cdot 0{,}2 = 171{,}8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Учитывая большое колнчество арматуры в сжатой зоие, площадь сечения растянутой арматуры находят по формуле

$$A_s = \frac{1{,}25M}{R_s (h_0 - a')} = \frac{1{,}25 \cdot 0{,}1318}{365 (1{,}41 - 0{,}04)} =$$

$$= 0{,}000\,329 \text{ м}^2 = 3{,}29 \text{ см}^2.$$

Принимают $3\varnothing 12$AIII ($A_s = 3{,}39$ см^2). В сжатой зоне такое же армированне. Поперечную арматуру устанавливают по конструктивным требованиям.

Колонна по оси Б. Имеет симметричную форму и близкне по величине значения положительных и отрицательных моментов (см. табл. 9.3), поэтому армирование сечений принято снмметрнчным.

Надкрановая часть колонны. Размеры прямоугольного сечения надкрановой частн колонны:

$b = 0{,}5$ м; $h = 0{,}6$ м; $a = a' = 0{,}04$ м;

$h_0 = 0{,}6 - 0{,}04 = 0{,}56$ м; $\delta = a'/h_0 =$

$= 0{,}04 \cdot 0{,}56 = 0{,}071$; $I = 9 \cdot 10^{-3}$ м^4;

$\alpha_s I_s = 0{,}795 \cdot 10^{-3}$ м^4 (при $\mu_s = 0{,}005$); $0{,}5h -$

$- a = 0{,}5 \cdot 0{,}6 - 0{,}04 = 0{,}26$ м.

Расчетная длина надкрановой части при учете крановых нагрузок $l_0 = 2H_2 = 2 \cdot 4{,}2 =$ $= 8{,}4$ м, без их учета — $l_0 = 2{,}5H_2 = 2{,}5 \times$ $\times 4{,}2 = 10{,}5$ м.

Расчет в плоскости изгиба. Сечение продольной арматуры подбирают по усилням, действующим в сечении II—II, так как они больше усилий в сеченин I—I. Поскольку гибкость надкрановой части $l_0/h > 10$, необходимо учитывать влияние прогиба колонны на величину эксцентриситета продольной силы.

Последовательность расчета рассмотрена на примере комбинации усилий II (при $\gamma_c = 0{,}9$). По табл. 9.3 находят расчетные усилия:

от всех нагрузок $M = -240{,}87$ кН · м;
$N = 1158{,}2$ кН;

от всех нагрузок, исключая нагрузки малой суммарной продолжительности (крановую и ветровую) $M' = 10{,}36 - 0{,}9 \times 7{,}72 =$ $= 3{,}41$ кН · м; $N' = 1029{,}0 + 0{,}9 \times$ $\times 143{,}6 = 1158{,}2$ кН;

от продолжительно действующих нагрузок (постоянных) $M_l = 10{,}36$ кН · м;

$N_l = 1029$ кН.

Условня работы бетона. $M_{II} = M_1 = M +$ $+ N(0{,}5h - a) = -240{,}87 - 1158{,}2 \times$ $\times 0{,}26 = -542$ кН · м; $M_I = M' +$ $+ N'(0{,}5h - a) = 3{,}41 - 1158{,}2 \cdot 0{,}26 =$ $= -297{,}72$ кН · м.

Так как $0{,}77 |M_{II}| = 0{,}77 \cdot 542 =$ $= 417{,}34$ кН · м $> |M_1| = 297{,}72$ кН · м, расчет ведут только при $\gamma_{b2} = 1{,}1$. Следовательно, $R_b = 9{,}74$ МПа; $R_{bt} = 0{,}88$ МПа.

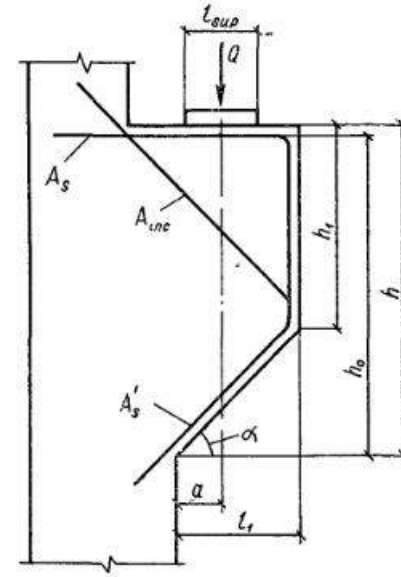


Рис. 9.5. Подкрановая консоль крайней колонны.

Эксцентриснтет продольной снлы $e_0 =$ $= -240{,}87 : 1158{,}2 = -0{,}208$ м. Случайный эксцентрнситет не учнтывают, так как $|e_0| =$ $= 0{,}208$ м $> e_a = 0{,}02$ м. Находят значенне условиой крнтической силы, прнннмая в первом прнблнжении $\mu_s = 0{,}005$. Так как в даиной комбинации учтены усилня от крановых нагрузок, расчетная длнна $l_0 = 8{,}4$ м.

По формуле (3.13) $\delta = |e_0|/h = 0{,}208 :$ $: 0{,}6 = 0{,}347 > \delta_{min} = 0{,}5 - 0{,}01 \cdot 8{,}4 :$ $: 0{,}6 - 0{,}01 \cdot 9{,}74 = 0{,}263$.

По формулам (3.14), (3.60):

$$M_{1,l} = 10{,}36 - 1029 \cdot 0{,}26 =$$

$$= -257{,}18 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\varphi_l = 1 + 1 \cdot 257{,}18 : 542 = 1{,}475;$$

$$N_{cr} = \frac{6{,}4 \cdot 25\,500}{8{,}4^2} \cdot \left[\frac{9 \cdot 10^{-3}}{1{,}475} \times \right.$$

$$\left. \times \left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + 0{,}347} + 0{,}1\right) + 0{,}795 \cdot 10^{-3}\right] =$$

$$= 6{,}723 \text{ МН} = 6723 \text{ кН}.$$

Таблица 9.5. **Подбор продольной арматуры для колонны по оси Б**

Вычисляемые величины	Единица измерения	Значения величин в сечениях (при $\gamma_c = 0{,}9$)						
		II—II			III—III	IV—IV		
		при комбинации усилий						
		I (M_{max})	II (M_{min})	III (N_{max})	I (M_{max})	I (M_{max})	II (M_{min})	III (N_{max})
M	кН·м	+272,16	—240,87	+265,21	+294,79	+288,38	—322,84	—251,78
N	кН	1201,4	1158,2	1330,6	1934,8	1995,5	2026,4	2460,7
M'	кН·м	+19,88	+3,41	+12,93	+19,88	—6,5	—36,96	—23,91
N'	кН	1201,4	1158,2	1330,6	1478,8	1527,2	1570,4	1699,6
M_l	кН·м	+10,36	+10,36	+10,36	+10,36	—19,54	—19,54	—19,54
N_l	кН	1029	1029	1029	1306,4	1398	1398	1398
$M_{II} = M_I$	кН·м	+584,52	—542	+611,17	+991,32	+1006,76	—1052,34	—1137,63
$0{,}77M_{II}$	кН·м	+450,08	—417,34	+470,6	+763,31	+775,21	—810,3	—875,98
M_I	кН·м	+332,24	—297,72	+358,89	+552,25	+543,29	—602,3	—635,77
γ_{b2}	—	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1
e_0	м	+0,227	—0,208	+0,199	+0,152	+0,145	—0,159	—0,102
δ	—	0,378	0,347	0,332	0,276	—	—	—
$M_{1,l}$	кН·м	+277,9	—257,18	+277,9	+480,66	—	—	—
φ_l	—	1,475	1,475	1,455	1,485	—	—	—
$\alpha_s I_s \cdot 10^3$	м³	0,795	0,795	0,795	2,033	—	—	—
$I \cdot 10^3$	м⁴	9	9	9	21,33	—	—	—
N_{cr}	кН	6498	6723	6912	12213	—	—	—
η	—	1,227	1,208	1,238	1,188	1	1	1
e	м	+0,539	—0,511	+0,506	+0,541	+0,505	—0,519	—0,462
$\bar{\varphi}_n$	—	0,441	0,425	0,488	0,523	0,539	0,547	0,665
φ_n	—	0,424	0,388	0,441	0,372	0,358	0,374	0,404
δ	—	—	—	—	—	—	—	—0,042
ξ	—	—	—	—	—	—	—	0,681
$A_s = A'_s$	см²	6,45	4,29	5,8	—1,52	—3,83	—2,51	—4,83

Следовательно, $\eta = \dfrac{1}{1 - 1158{,}2 : 6723} =$ $= 1{,}208$ и $e = -0{,}208 \cdot 1{,}208 - 0{,}26 =$ $= -0{,}511$ м.

Для бетона класса $B15$ и арматуры класса A-III при $\gamma_{b2} = 1{,}1$ $\xi_R = 0{,}607$ (см. расчет колонны по оси А).

По формулам (3.82) и (3.89):

$$\bar{\varphi}_n = \frac{1{,}1582}{9{,}74 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}56} = 0{,}425 < \xi_R = 0{,}607;$$

$$\varphi_n = \frac{1{,}1582 \cdot 0{,}511}{9{,}74 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}56^2} = 0{,}388.$$

По формуле (3.87)

$$A_s = A'_s = \frac{0{,}388 - 0{,}425\,(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}425)}{1 - 0{,}071} \times$$

$$\times \frac{9{,}74 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}56}{365} = 0{,}000\,429 \text{ м}^2 = 4{,}29 \text{ см}^2.$$

Такой же порядок расчета сечения II—II при комбинации усилий I и III. Результаты вычислений приведены в табл. 9.5. Из нее следует, что наибольшее количество арматуры требуется при комбинации усилий I: $A_s = A'_s =$ $= 6{,}45$ см. Принимают с каждой стороны надкрановой части колонны 4⌀16AIII, с фактической площадью поперечного сечения арматуры $A_s = A'_s = 8{,}04$ см².

Расчет из плоскости изгиба. Расчетная длина надкрановой части колонны из плоскости изгиба $l_0 = 1{,}5H_2 = 1{,}5 \cdot 4{,}2 =$ $= 6{,}3$ м. Так как гибкость $l_0/h = 6{,}3 : 0{,}5 =$ $= 13{,}6$ превышает ту же величину в плоскости изгиба ($l_0/h = 10{,}5$), необходим расчет колонны из плоскости изгиба (эксцентриситет продольной силы равен случайному). За высоту сечения принимают его размер из плоскости изгиба, т. е. $h = 0{,}5$ м.

В пределах высоты надкрановой части колонны действуют продольные силы (см. табл. 9.3): от постоянных нагрузок 1029 кН и от снеговой 143,6 + 57,5 = 100,6. Следовательно, $N =$ $= 1029{,}0 + 335{,}1 = 1364{,}1$ кН, а $N_l =$ $= 1029{,}0 + 100{,}6 = 1129{,}6$ кН.

Дальнейший расчет выполняют аналогично расчету колонны по оси А:

$$e_0 = e_a = 0{,}0167 \text{ м}; \quad \varphi_l = 1 + \frac{1129{,}6}{1364{,}1} = 1{,}828;$$

$$\delta = \delta_{min} = 0{,}277; \quad \alpha_s \mu_s = \frac{200\,000}{25\,500} \times$$

$$\times \frac{(8{,}04 \cdot 10^{-4} + 8{,}04 \cdot 10^{-4})}{3 \cdot 0{,}6 \cdot 0{,}5} = 0{,}014;$$

$$N_{cr} = \frac{1{,}6 \cdot 25\,500 \cdot 0{,}6 \cdot 0{,}5}{12{,}6^2} \times$$

$$\times \left[\frac{\left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + 0{,}277} + 0{,}1 \right)}{3 \cdot 1{,}828} + 0{,}014 \times \right.$$

$$\left. \times \left(1 - \frac{2 \cdot 0{,}04}{0{,}5} \right)^2 \right] = 6269 \text{ кН};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{1364{,}1}{6269}} = 1{,}278; \quad e = 0{,}0167 \times$$

$$\times 1{,}278 + 0{,}5 \cdot 0{,}5 - 0{,}04 = 0{,}231 \text{ м}.$$

По формуле (3.78)

$$x = \frac{1364{,}1 \cdot 10^3}{9{,}74 \cdot 10^6 \cdot 0{,}6} = 0{,}233 \text{ м} < \xi_R h_0 =$$

$$= 0{,}604 \cdot 0{,}46 = 0{,}278 \text{ м}.$$

Прочность сечения проверяют из условия (3.79), учитывая только арматуру, расположенную у растянутой и сжатой граней колонны $A_s = A_s' = 4{,}02$ см² (2⌀16AIII). В результате $Ne = 1364{,}1 \cdot 0{,}231 = 315{,}6$ кН · м. Так как $315{,}6 \text{ кН} \cdot \text{м} < 9{,}74 \cdot 0{,}6 \times 0{,}233\,(0{,}46 - 0{,}5 \cdot 0{,}233) + 365 \cdot 4{,}02 \times 10^{-4}\,(0{,}46 - 0{,}04) = 0{,}529$ МН · м = 529 кН · м, прочность колонны из плоскости изгиба обеспечена.

Проверка прочности наклонных сечений. На колонну действует максимальная поперечная сила $Q = 69{,}10$ кН при $N = 1158{,}2$ кН (комбинация II при $\gamma_c = 0{,}9$, см. табл. 9.3). По формуле (3.273)

$$\varphi_n = \frac{0{,}1 \cdot 1{,}1582}{0{,}88 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}56} = 0{,}47 < 0{,}5.$$

При $c = 0{,}25H_2 = 1{,}05$ м:

$$Q_{b,u} = 1{,}5\,(1 + 0{,}47)\,0{,}88 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}56^2 : 1{,}05 =$$

$$= 0{,}2898 \text{ МН} > \varphi_{b3}\,(1 + \varphi_n)\,R_{bt} b h_0 =$$

$$= 0{,}6\,(1 + 0{,}47)\,0{,}88 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}56 =$$

$$= 0{,}2173 \text{ МН}.$$

Поскольку при $Q = 0{,}0691$ МН условие (3 276) выполняется, прочность наклонного сечения обеспечена без развития наклонных трещин и поперечное армирование назначают в соответствии с конструктивными требованиями.

Подкрановая часть колонны. Геометрические характеристики прямоугольного сечения подкрановой части: $b = 0{,}5$ м; $h = 0{,}8$ м; $a = a' = 0{,}04$ м; $h_0 = 0{,}8 - 0{,}04 = 0{,}76$ м; $I = 21{,}33 \cdot 10^{-3}$ м⁴; $\alpha_s I_s = 2{,}033 \cdot 10^{-3}$ м⁴ (при $\mu_s = 0{,}005$); $\delta = a'/h_0 = 0{,}053$; $0{,}5h - a = 0{,}5 \cdot 0{,}8 - 0{,}04 = 0{,}36$ м.

Расчетная длина подкрановой части при учете крановых нагрузок $l_0 = 1{,}5H_1 = 1{,}5 \times 6{,}75 = 10{,}125$ м, без их учета — $l_0 = 1{,}2H = 1{,}2H = 1{,}2 \cdot 10{,}95 = 13{,}14$ м.

Поскольку $l_0/h > 10$, при расчете сечения III—III учитывают влияние прогиба на величину эксцентриситета продольной силы. Для сечения IV—IV принимают $\eta = 1$.

Сечение продольной арматуры подбирают при максимальных значениях усилий, т. е. в сечении III—III — по комбинации I, а в сечении IV—IV — по всем трем комбинациям.

Подкрановую часть колонны рассчитывают в плоскости изгиба в той же последовательности, что и надкрановую. Результаты расчетов приведены в табл. 9.5.

Так как для комбинации III (сечение IV—IV) $\bar{\varphi}_n = 0{,}665 > \xi_R = 0{,}607$, количество арматуры в этом случае определяют следующим образом. По формулам (3.91) и (3.80):

$$\alpha = \frac{0{,}404 - 0{,}665\,(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}665)}{1 - 0{,}053} =$$

$$= -0{,}042;$$

$$\xi = \frac{0{,}665\,(1 - 0{,}607) - 2 \cdot 0{,}042 \cdot 0{,}607}{1 - 0{,}607 - 2 \cdot 0{,}042} =$$

$$= 0{,}681.$$

По формуле (3.88)

$$A_s = A_s' = \frac{9{,}74 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}76}{365} \times$$

$$\times \frac{0{,}404 - 0{,}681\,(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}681)}{1 - 0{,}053} =$$

$$= -0{,}000\,483 \text{ м}^2,$$

т. е. продольную арматуру ставят в соответствии с конструктивными требованиями $A_s = A_s' = 0{,}002bh = 0{,}002 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}8 = 0{,}0008$ м² = 8 см². Принимают с каждой стороны по 4 ⌀ 16AIII с фактической площадью $A_s = A_s' = 8{,}04$ см².

Проверяют необходимость расчета из плоскости изгиба. Расчетная длина подкрановой части в этой плоскости $l_0 = 0{,}8 \cdot H_1 = 0{,}8 \cdot 6{,}75 = 5{,}4$ м. Поскольку гибкость из плоскости изгиба $l_0/h = 10{,}8$ меньше, чем в плоскости изгиба ($l_0/h = 12{,}66$), выполнять расчет из плоскости изгиба нет необходимости.

Расчет на действие поперечной силы не нужен, так как прочность по наклонным сечениям обеспечена даже в надкрановой части колонны.

Расчет подкрановой консоли. На подкрановые консоли колонны по оси Б действуют сосредоточенные силы: со стороны крайнего пролета $Q = 138{,}7 + 520{,}3 = 659{,}0$ кН, со стороны среднего — $Q = 138{,}7 + 506{,}7 = 645{,}4$ кН.

Консоль рассчитывают на действие силы со стороны крайнего пролета, т. е. принимают $Q_c = 659$ кН.

Размеры консоли (рис. 9.6): $h = 1{,}5$ м; $h_1 = 0{,}9$ м; $l_1 = 0{,}6$ м; $b = 0{,}5$ м; $a = 0{,}35$ м; $\alpha = 45°$; $h_0 = 1{,}46$ м.

Проверяют возможность смятия бетона в месте передачи нагрузки на консоль при $l_{sup} = 0{,}34$ м. Так как $\sigma_{loc} = \frac{659}{0{,}5 \cdot 0{,}34} =$

= 3876,5 кПа = 3,88 МПа < R_b = 9,74 МПа, прочность бетона на смятие обеспечена.

Рассчитывают прочность консоли по наклонной сжатой полосе между грузом и опорой. Принимая $A_{inc} = A_w = 0$, проверяют условие (3.281), предварительно вычислив

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{1,46 - 0,04}{0,35 + 0,5 \cdot 0,34} = 2,731;$$

$\sin\theta = 0,939$; $\cos\theta = 0,344$; $l_b = 0,34 \times$ $\times 0,939 + 2 \cdot 0,04 \cdot 0,344 = 0,347$ м.

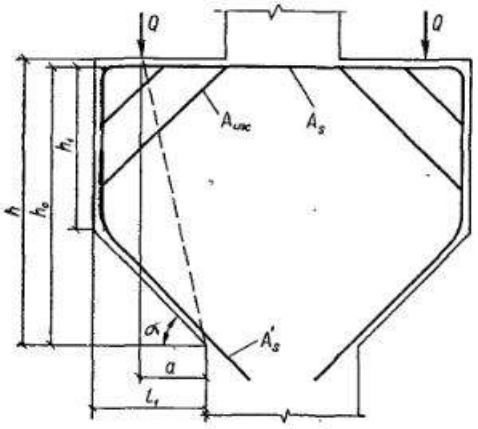


Рис. 9.6. Подкрановая консоль средней колонны.

В результате Q_c = 0,659 МН < 0,8 · 9,74 × × 0,5 · 0,347 · 0,939 = 1,27 МН < $3,5R_{bt}bh_0$ = = 3,5 · 0,88 · 0,5 · 1,46 = 2,25 МН, т. е. прочность консоли по наклонной сжатой полосе между грузом и опорой обеспечена.

На грани примыкания консоли к колонне действует изгибающий момент $M = Qa$ = = 0,659 · 0,35 = 230,65 кН · м = = 0,231 МН · м.

С учетом большого количества арматуры в сжатой зоне определяют площадь растянутой арматуры по формуле

$$A_s = \frac{1,25M}{R_s(h_0 - a')} = \frac{1,25 \cdot 0,231}{365(1,46 - 0,04)} =$$

$$= 0,000\,557 \text{ м}^2 = 5,57 \text{ см}^2.$$

Принимают 3⌀16AIII фактической площадью A_s = 6,03 см². В сжатой зоне предусматривают такое же армирование. Поперечную арматуру назначают в соответствии с конструктивными требованиями. Колонны показаны на рис. 9.7...9.9.

Расчет и конструирование фундаментов. Вследствие симметрии фундаментов относительно геометрических осей подкрановых частей колонн, в расчете достаточно учесть только две возможные комбинации усилий, действующих на фундаменты:

I — наибольший по абсолютной величине момент M_{max} относительно оси, проходящей через центр тяжести фундамента, и соответствующие ему продольную и поперечную силы;

II — наибольшую продольную силу N_{max} и соответствующие ей изгибающий момент и поперечную силу.

Грунт основания — суглинок. Условное расчетное давление на грунт R_0 = 230 кПа. Средний удельный вес фундамента с засыпкой грунта на его обрезах γ_m = 20 кН/м³.

По условию промерзания грунта принимаем глубину заложения фундаментов h = 1,8 м. Под фундаментом предусмотрена песчано-гравийная подготовка.

Фундамент по оси А. На уровне верха фундамента от колонны в сечении IV—IV передаются расчетные усилия (см. табл. 9.2):

при $\gamma_f > 1$ M_{IV} = —339,85 кН · м; N_{IV} = = 1355,3 кН; Q_{IV} = —77,59 кН;

при $\gamma_f = 1$ M_{IV} = —289,49 кН · м; N_{IV} = = 1206,9 кН; Q_{IV} = —67,68 кН.

Комбинация при N_{max} в данном случае совпадает с комбинацией при M_{min}.

Нагрузка от веса стены до отметки 7,800 приведена в табл. 9.6. Часть стены выше отметки 7,800 опирается на колонну и нагрузка от нее учтена при расчете поперечной рамы.

Расстояние от линии действия нагрузки от стен до оси фундамента (совпадающей с осью колонны) e_w = —0,5 (0,2 + 0,8) = —0,5 м.

Моменты от веса стены относительно оси фундамента:

при $\gamma_f > 1$ M_w = — 105,1 · 0,5 = —52,5 кН · м;

при $\gamma_f = 1$ M_w = — 95,5 · 0,5 = —47,7 кН · м.

Таблица 9.6. **Нагрузки на фундамент по оси А**

Элементы конструкции	Нагрузка, кН		Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка при $\gamma_f > 1$, кН
	нормативная	расчетная при $\gamma_f = 1$		
Фундаментные балки	0,5 (0,24 + 0,30) 0,4 · 10,7 · 25 = 28,9	27,5	1,1	30,3
Стеновые панели подоконной части (2,22 кН)	1,2 · 12 · 2,22 = 32,0	30,4	1,1	33,4
Заполнение оконных проемов (0,5 кН)	6,6 · 12 · 0,5 = 39,6	37,6	1,1	41,4
		Итого G_w		
	100,5	95,5	—	105,1

Примечание. В скобках указан вес 1 м² элемента конструкции.

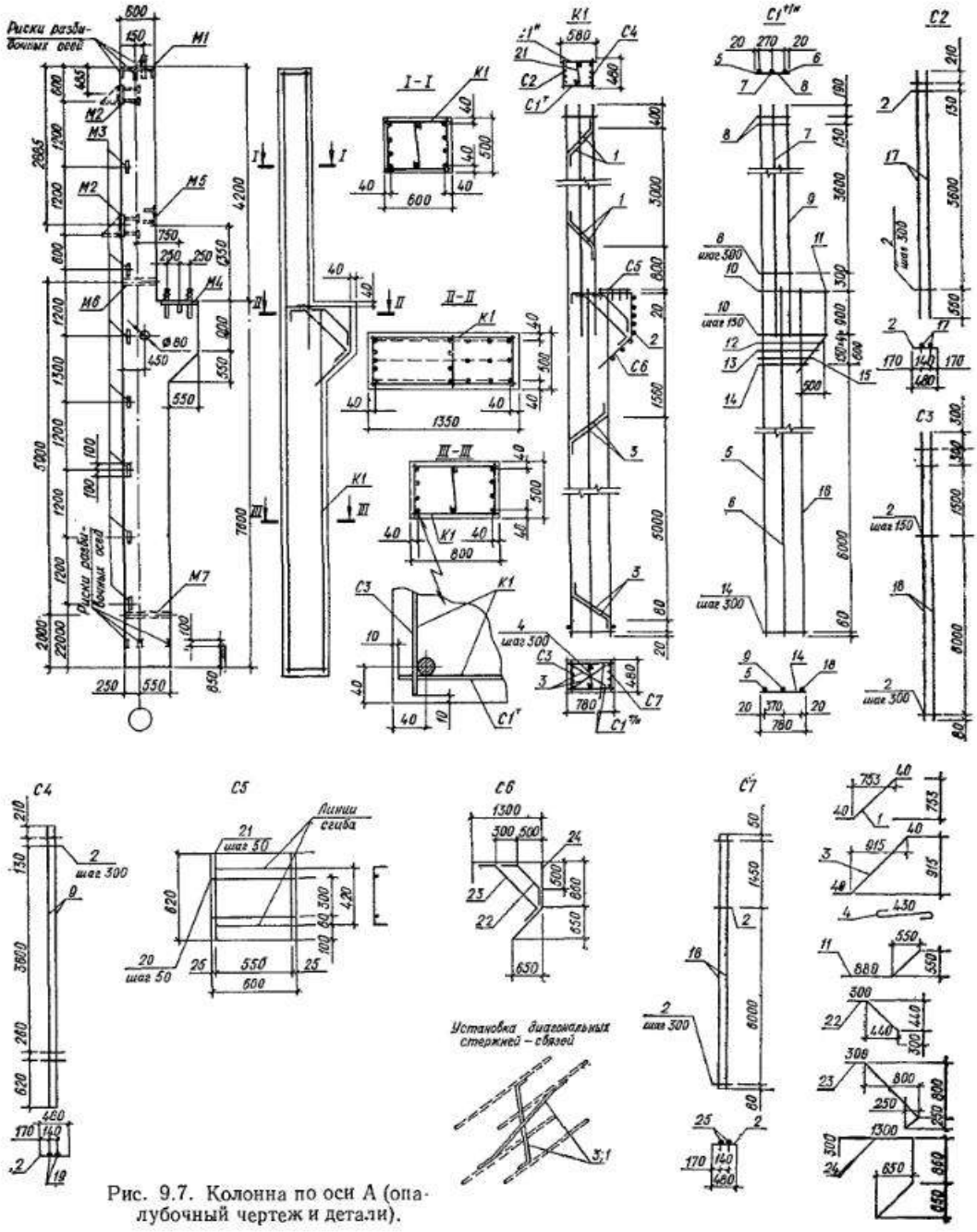


Рис. 9.7. Колонна по оси А (опалубочный чертеж и детали).

Высота фундамента $H_f = 1{,}8 - 0{,}15 = 1{,}65$ м. Расчетные усилия, действующие относительно оси симметрии в уровне подошвы фундамента (без учета веса фундамента и грунта на нем):

при $\gamma_f > 1$

$$M = M_{1V} + Q_{1V}H_f + M_\omega = -339{,}85 - 77{,}59 \cdot 1{,}65 - 52{,}5 = -520{,}4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N = N_{1V} + G_\omega = 1355{,}3 + 105{,}1 = 1460{,}4 \text{ кН};$$

при $\gamma_f = 1$

$$M = -289{,}49 - 67{,}68 \cdot 1{,}65 - 47{,}7 = -448{,}9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N = 1206{,}9 + 95{,}5 = 1302{,}4 \text{ кН}.$$

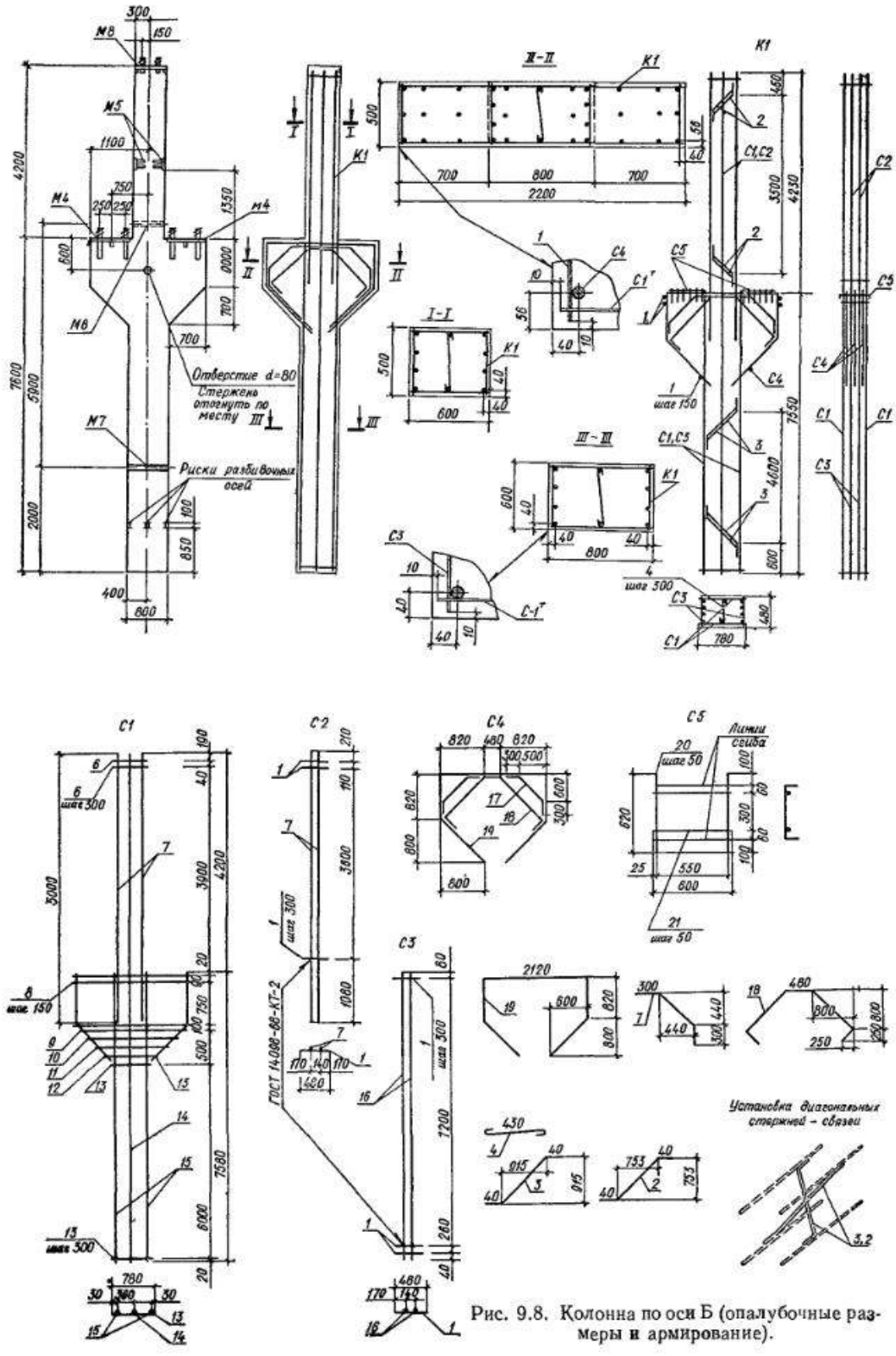


Рис. 9.8. Колонна по оси Б (опалубочные размеры и армирование).

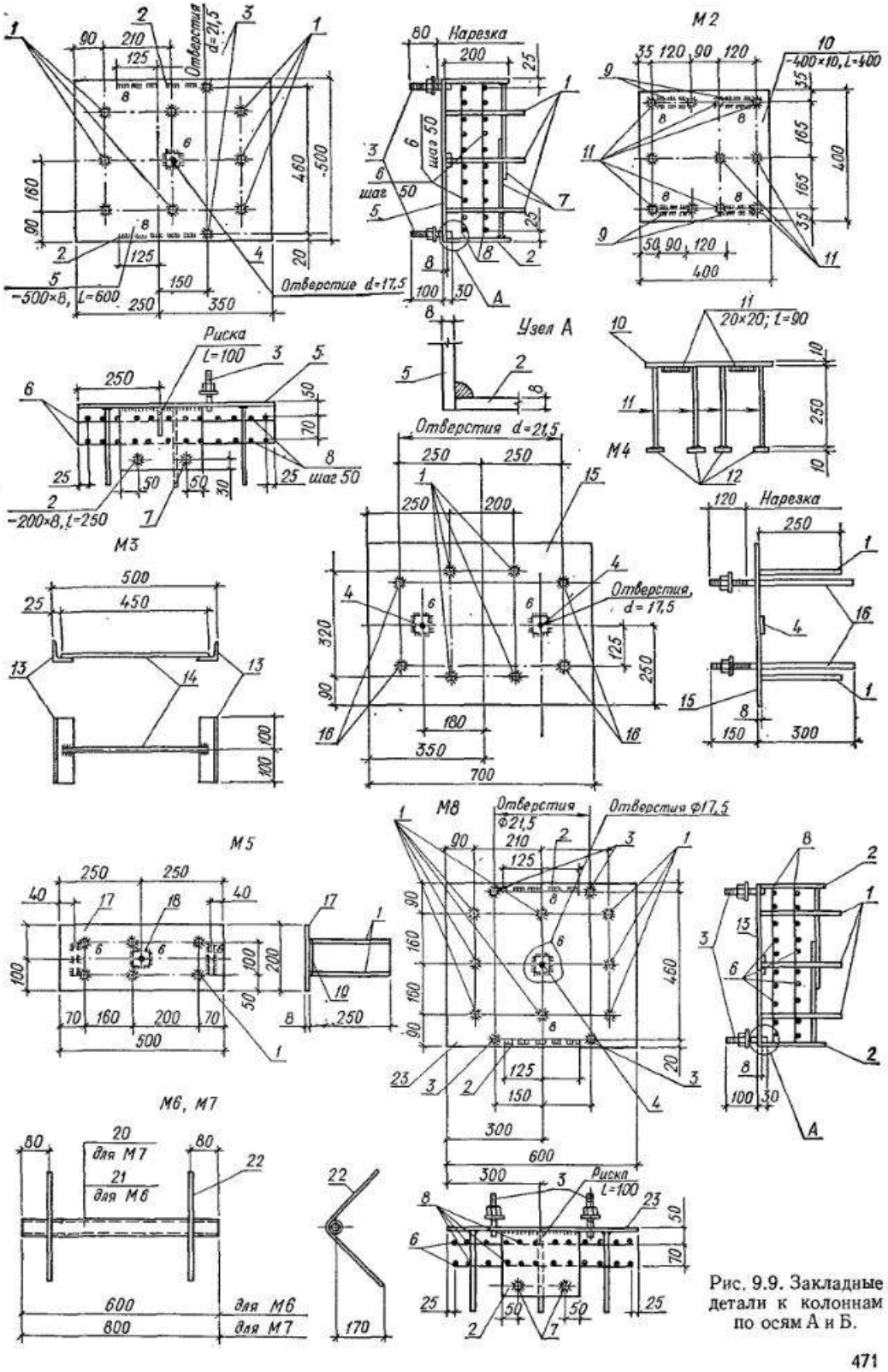


Рис. 9.9. Закладные детали к колоннам по осям А и Б.

Для подбора размеров подошвы фундамента используют усилия при $\gamma_f = 1$. Расчет ведут методом последовательных приближений. Сначала определяют размеры подошвы фундамента как центрально-нагруженного

$$A_f = \frac{N}{R_0 - \gamma_m h} = \frac{1302{,}4}{230 - 20 \cdot 1{,}8} = 6{,}71 \text{ м}^2.$$

Принимая соотношение подошвы фундамента $m = b/l = 2/3$, находят $l = \sqrt{6{,}71 \cdot 3 : 2} = 3{,}173$ м; $b = 3{,}173 \cdot 2 : 3 = 2{,}115$ м. Назначают унифицированные размеры $l = 3{,}3$ м и $b = 2{,}1$ м. Тогда $A_f = 2{,}1 \cdot 3{,}3 = 6{,}93$ м^2; $W_f = 2{,}1 \cdot 3{,}3^2 : 6 = 3{,}81$ м^3.

Уточняют расчетное давление на грунт. В соответствии со СНиП II-15-74, прилож. 4 для суглинков $k_1 = 0{,}05$, поэтому

$$R = 230\left[1 + 0{,}05\left(\frac{2{,}1 - 1}{1}\right)\right] \times \times \frac{1{,}8 + 2}{2 \cdot 2} = 230{,}5 \text{ кПа}.$$

Проверяют условия (6.1) с учетом выражения (6.2):

$$p = \frac{1302{,}4}{6 \cdot 93} + 20 \cdot 1{,}8 = 223{,}9 \text{ кПа} < R = 230{,}5 \text{ кПа};$$

$$p_{\max} = 1302{,}4 : 6{,}93 + 20 \cdot 1{,}8 + 448{,}9 : 3{,}81 = 341{,}8 \text{ кПа} > 1{,}2R = 1{,}2 \cdot 230{,}5 = 276{,}6 \text{ кПа}.$$

Поскольку условия (6.1) не выполняются, назначенные размеры подошвы фундамента недостаточны. Увеличивают их, приняв $l = 3{,}9$ м и $b = 2{,}7$ м. Тогда $A_f = 2{,}7 \cdot 3{,}9 = 10{,}53$ м^2; $W_f = 2{,}7 \cdot 3{,}9^2 : 6 = 6{,}84$ м^3. $R = 230\left[1 + 0{,}05\left(\frac{2{,}7 - 1}{1}\right)\right]\frac{1{,}8 + 2}{2 \cdot 2} = 237{,}1$ кПа.

Проверка условий (6.1) и (6.2): $p = 1302{,}4 : 10{,}53 + 20 \cdot 1{,}8 = 159{,}7$ кПа $< R = 237{,}1$ кПа; $p_{\max} = 1302{,}4 : 10{,}53 + 20 \times 1{,}8 + 448{,}9 : 6{,}84 = 225{,}3$ кПа $< 1{,}2R = 284{,}5$ кПа.

Отрыва подошвы фундамента от основания не произойдет, так как $p_{\min} = 1302{,}4 : 10{,}53 + 20 \cdot 1{,}8 - 448{,}9 : 6{,}84 = 94{,}0$ кПа > 0.

Проверка напряжений в основании показывает, что размеры подошвы фундамента достаточны. Вместе с тем нет ясности, являются ли они наиболее экономичными. Для решения этого вопроса рассматривают условия (6.1) в развернутом виде:

$$p = \frac{N}{bl} + \gamma_m h \leqslant R; \qquad (9.1)$$

$$p_{\max} = \frac{N}{bl} + \gamma_m h + \frac{6M}{bl^2} \leqslant 1{,}2R. \qquad (9.2)$$

Вводят понятие относительного среднего давления на грунт в долях от величины R

$$\gamma_R = p/R. \qquad (9.3)$$

Для рассматриваемых зданий величина γ_R может изменяться в пределах от 0,6 (при треугольной эпюре напряжений в основании) до 1. Наиболее экономичными размеры подошвы фундамента будут при максимальных значениях γ_R, т. е. когда неравенства (9.1) и (9.2) превращаются в равенства. Необходимо также выполнить конструктивные требования, в соответствии с которыми внецентренно-нагруженные фундаменты рекомендуется принимать прямоугольными с соотношением сторон прямоугольной подошвы $m = 0{,}6 \div 0{,}85$. С учетом изложенного условия (9.1) и (9.2) примут вид:

$$\frac{N}{ml^2} + \gamma_m h = \gamma_R R; \qquad (9.4)$$

$$\frac{N}{ml^2} + \gamma_m h + \frac{6M}{ml^3} = 1{,}2R. \qquad (9.5)$$

Из совместного решения этих уравнений получают наиболее экономичные размеры подошвы фундамента.

Величину γ_R определяют из условия

$$a_1\gamma_R^3 - a_2\gamma_R^2 + a_3\gamma_R - a_4 = 0, \qquad (9.6)$$

где

$$a_1 = 36e_0^2 mR/N; \qquad (9.7)$$

$$a_2 = 1 + 3a_1\gamma_m h/R; \qquad (9.8)$$

$$a_3 = 2{,}4 + 3a_1(\gamma_m h/R)^2; \qquad (9.9)$$

$$a_4 = 1{,}44 + a_1(\gamma_m h/R)^3; \qquad (9.10)$$

$$e_0 = M/N. \qquad (9.11)$$

Размеры подошвы фундамента в плане определяют по формулам:

$$l = \sqrt{\frac{N}{m(\gamma_R R - \gamma_m h)}}; \qquad (9.12)$$

$$b = ml. \qquad (9.13)$$

По этим же формулам можно определить размеры подошвы и для центрально-нагруженных фундаментов. При этом в формулах (9.12) и (9.13) достаточно принять $m = 1$ и $\gamma_R = 1$.

Размеры подошвы для фундамента по оси А в соответствии с изложенной методикой: $e_0 = 448{,}9 : 1302{,}4 = 0{,}3447$ м; $a_1 = 36 \times 0{,}3447^2 \cdot \frac{2}{3} \cdot 230 : 1302{,}4 = 0{,}5036$; $a_2 = 1 + 3 \cdot 0{,}5036 \cdot 20 \cdot 1{,}8 : 230 = 1{,}2365$; $a_3 = 2{,}4 + 3 \cdot 0{,}5036\,(20 \cdot 1{,}8 : 230)^2 = 2{,}437$; $a_4 = 1{,}44 + 0{,}5036\,(20 \cdot 1{,}8 : 230)^3 = 1{,}4419$.

Уравнение (9.6) принимает вид $0{,}5036\gamma_R^3 - 1{,}2356\gamma_R^2 + 2{,}437\gamma_R - 1{,}4419 = 0$, откуда $\gamma_R = 0{,}818$.

Размеры подошвы определяют по формулам (9.12) и (9.13):

$$l = \sqrt{\frac{3 \cdot 1302{,}4}{2(0{,}818 \cdot 230 - 20 \cdot 1{,}8)}} = 3{,}58 \text{ м};$$

$$b = 3{,}58 \cdot 2 : 3 = 2{,}39 \text{ м}.$$

Принимают $l = 3{,}6$ м; $b = 2{,}4$ м. Тогда $A_f = 2{,}4 \cdot 3{,}6 = 8{,}64$ м^2; $W_f = 2{,}4 \cdot 3{,}6^2 : 6 = 5{,}184$ м^3;

$$R = 230\left[1 + 0{,}05\left(\frac{2{,}4 - 1}{1}\right)\right] \times \times \frac{1{,}8 + 2}{2 \cdot 2} = 233{,}8 \text{ кПа}.$$

Проверяют напряжения в основании, кПа:

$p = 1302{,}4 : 8{,}64 + 20 \cdot 1{,}8 = 186{,}7 < R = 233{,}8$; $p_{max} = 1302{,}4 : 8{,}64 + 20 \cdot 1{,}8 + 448{,}9 : 5{,}184 = 273{,}3 < 1{,}2R = 1{,}2 \cdot 233{,}8 = 280{,}6$; $p_{min} = 1302{,}4 : 8{,}64 + 20 \cdot 1{,}8 - 448{,}9 : 5{,}184 = 100{,}1 > 0$.

Размеры подошвы фундамента достаточны. Окончательно $b = 2{,}4$ м; $l = 3{,}6$ м.

Учитывая значительное заглубление фундамента, принимают его конструкцию с подколонником стаканного типа и плитой переменной высоты. Толщину стенок стакана по верху назначают 250 мм, а зазор между колонной и стаканом 100 мм. Так как размеры сечения колонны $h_c = 800$ мм и $b_c = 500$ мм, размеры подколонника в плане, м: $l_{cf} = 800 + 2 \times 250 + 2 \cdot 100 = 1500$ мм $= 1{,}5$; $b_{cf} = 500 + 2 \cdot 250 + 2 \cdot 100 = 1200$ мм $= 1{,}2$. Высоту ступеней назначают $h_1 = h_2 = 300$ мм $= 0{,}3$ м. Высота подколонника $h_{cf} = 1{,}65 - 0{,}3 - 0{,}3 = 1{,}05$ м.

Глубину стакана назначают из условий надежной анкеровки колонны и ее рабочей арматуры в стакане. По табл. 6.4 находят $h_f = h_c = 0{,}8$ м; по табл. 6.5 — $h_f = 30d = 30 \cdot 16 = 480$ мм $= 0{,}48$ м. Принимают $h_f = 0{,}85$ м и определяют глубину стакана $h_h = 0{,}85 + 0{,}05 = 0{,}9$ м. Размеры дна стакана в плане, м: $b_h = 0{,}6$; $l_h = 0{,}9$.

Размеры ступеней в плане (рис. 9.10), м: $l_1 = l = 3{,}6$; $b_1 = b = 2{,}4$; $l_2 = 2{,}7$; $b_2 = 1{,}8$.

При отсутствии бетонной подготовки толщина защитного слоя бетона должна быть не менее 70 мм. Принимают $a = 80$ мм $= 0{,}08$ м. Рабочая высота фундамента, м: для первой ступени $h_{01} = 0{,}3 - 0{,}08 = 0{,}22$, для второй $h_{02} = 0{,}6 - 0{,}08 = 0{,}52$, для подколонника $h_{03} = 1{,}65 - 0{,}08 = 1{,}57$.

При расчете тела фундамента по несущей способности используют усилия при $\gamma_f > 1$, а расчетные сопротивления бетона с учетом коэффициента условий работы $\gamma_{b2} = 1{,}1$: $R_b = 9{,}74$ МПа и $R_{bt} = 0{,}88$ МПа.

Рассчитывают фундамент на продавливание. Так как $h_b = H_f - h_h = 1{,}65 - 0{,}9 = 0{,}75$ м $< H + 0{,}5\,(l_{cf} - h_c) = 0{,}6 + 0{,}5\,(1{,}5 - 0{,}8) = 0{,}95$ м и $h_b = 0{,}75$ м $< H + 0{,}5\,(b_{cf} - b_c) = 0{,}6 + 0{,}5\,(1{,}2 - 0{,}5) = 0{,}95$ м, выполняют расчет на продавливание фундамента колонной от дна стакана, а также на раскалывание фундамента колонной. При этом учитывают только расчетную нормальную силу N, действующую в сечении колонны у обреза фундамента, $N = 1355{,}3$ кН (см. табл. 9.2).

Рабочая высота дна стакана $h_{0b} = 0{,}75 - 0{,}08 = 0{,}67$ м; средняя ширина $b_m = 0{,}6 + 0{,}67 = 1{,}27$ м; по формуле (6.21) $A_{f0} = 0{,}5 \cdot 2{,}4\,(3{,}6 - 0{,}9 - 2 \cdot 0{,}67) - 0{,}25\,(2{,}4 - 0{,}6 - 2 \cdot 0{,}67)^2 = 1{,}58$ м^2.

Проверяют условие (6.19). Так как $N = 1{,}3553$ МН $< 2{,}4 \cdot 3{,}6 \cdot 0{,}88 \cdot 1{,}27 \cdot 0{,}67 : 1{,}58 = 4{,}095$ МН, прочность дна стакана на продавливание колонной обеспечена.

Для расчета на раскалывание вычисляют площади вертикальных сечений фундамента в плоскостях, проходящих по осям сечения колонны: $A_{fb} = 1{,}05 \cdot 1{,}2 + 0{,}3 \cdot 1{,}8 + 0{,}3 \times 2{,}4 - 0{,}9 \cdot 0{,}5\ (0{,}7 + 0{,}6) = 1{,}935$ м^2; $A_{fl} = 1{,}05 \cdot 1{,}5 + 0{,}3 \cdot 2{,}7 + 0{,}3 \cdot 3{,}6 - 0{,}9 \cdot 0{,}5\ (1{,}0 + 0{,}9) = 2{,}61$ м^2.

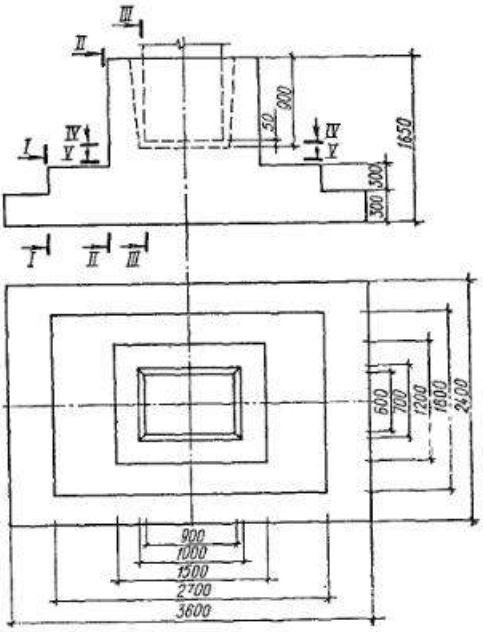


Рис. 9.10. К расчету фундамента по оси А.

При $A_{fb}/A_{fl} = 1{,}935 : 2{,}61 = 0{,}7414 > b_c/h_c = 0{,}5 : 0{,}8 = 0{,}625$, прочность на раскалывание проверяют из условия (6.22). Так как $N = 1{,}3553$ МН $< 0{,}975\,(1 + 0{,}5 : 0{,}8)\,2{,}61 \times 0{,}88 = 3{,}639$ МН, прочность фундамента на раскалывание колонной обеспечена.

Подбирают армирование подошвы фундамента. Определяют давление на грунт, кПа: в наиболее нагруженной точке (у края фундамента), а также в сечениях I—I, II—II и III—III (см. рис. 9.10):

$$p_{max} = 1460{,}4 : 8{,}64 + 520{,}4 : 5{,}184 = 169{,}03 + 100{,}39 = 269{,}4;$$

$$p_{I-I} = 169{,}03 + 100{,}39 \cdot 1{,}35 : 1{,}8 = 244{,}3;$$

$$p_{II-II} = 169{,}03 + 100{,}39 \cdot 0{,}75 : 1{,}8 = 210{,}9;$$

$$p_{III-III} = 169{,}03 + 100{,}39 \cdot 0{,}4 : 1{,}8 = 191{,}3.$$

Изгибающие моменты в сечениях I—I, II—II и III—III на 1 м ширины фундамента, кН · м:

$$M_{I-I} = (3,6 - 2,7)^2 (244,3 + 2 \cdot 269,4) : 24 = 26,4; \quad M_{II-II} = (3,6 - 1,5)^2 \times (210,9 + 2 \cdot 269,4) : 24 = 137,8;$$

$$M_{III-III} = (3,6 - 0,8)^2 \times (191,3 + 2 \cdot 269,4) : 24 = 238,5.$$

Вычисляют требуемую площадь сечения арматуры класса А-II вдоль длинной стороны фундамента, см²:

$$A_{sI} = \frac{0,0264}{0,9 \cdot 0,22 \cdot 280} = 0,000\,476 \text{ м}^2 = 4,76;$$

$$A_{sII} = \frac{0,1378}{0,9 \cdot 0,52 \cdot 280} = 0,001\,052 \text{ м}^2 = 10,52;$$

$$A_{sIII} = \frac{0,2385}{0,9 \cdot 1,57 \cdot 280} = 0,000\,603 \text{ м}^2 = 6,03.$$

Наиболее опасно сечение II—II на грани подколонника. Принимают на 1 м ширины фундамента 5⌀18AIII ($A_s = 12,72$ см²); стержни устанавливают с шагом 200 мм. В направлении меньшей стороны подошвы фундамента армирование определяют по среднему давлению на грунт $p = 169,03$ кПа.

Изгибающие моменты на 1 м длины фундамента для сечений на грани второй ступени, на грани подколонника и на грани колонны, кН · м:

$$M'_{I-I} = 169,03\,(2,4 - 1,8)^2 : 8 = 7,61;$$

$$M'_{II-II} = 169,03\,(2,4 - 1,2)^2 : 8 = 30,4;$$

$$M'_{III-III} = 169,03\,(2,4 - 0,5)^2 : 8 = 76,3.$$

Требуемая площадь сечения арматуры вдоль короткой стороны фундамента, см²:

$$A'_{sI} = \frac{0,00761}{0,9 \cdot 0,22 \cdot 280} = 0,000\,137 \text{ м}^2 = 1,37;$$

$$A'_{sII} = \frac{0,0304}{0,9 \cdot 0,52 \cdot 280} = 0,000\,232 \text{ м}^2 = 2,32;$$

$$A'_{sIII} = \frac{0,0763}{0,9 \cdot 1,57 \cdot 280} = 0,000\,193 \text{ м}^2 = 1,93.$$

В соответствии с конструктивными требованиями принимают на 1 м длины фундамента 5⌀10AII ($A'_s = 3,93$ см²), шаг стержней 200 мм.

Так как для армирования фундамента применили арматуру класса А-II, ширину раскрытия трещин проверять не требуется.

Определяют армирование подколонника и его стаканной части. Расчет на внецентренное сжатие выполняют для коробчатого сечения стаканной части в плоскости заделанного торца колонны (см. рис. 9.10, сеч. IV—IV) и для прямоугольного сечения подколонника в месте примыкания его к плитной части фундамента (см. рис. 9.10, сеч. V—V).

Размеры коробчатого сечения стаканной части, преобразованного в эквивалентное двутавровое, м: $b = 0,6$; $h = 1,5$; $b_f = b'_f = 1,2$; $h_f = h'_f = 0,3$; $a = a' = 0,04$; $h_0 = 1,46$; $\delta = a'/h_0 = 0,027$.

Расчетные усилия в сечении IV—IV (см. рис. 9.10) при $\gamma_f > 1$: $M = M_{IV} + Q_{IV}h_c + M_w = -339,85 - 77,59 \cdot 0,9 - 52,5 = -462,2$ кН · м; $N = M_{IV} + G_w + G_f = 1355,3 + 105,1 + 1,5 \cdot 1,2 \cdot 0,9 \times 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 1502,7$ кН.

Эксцентриситет продольной силы $e_0 = |M|/N = 462,2 : 1502,7 = 0,308$ м $> e_a = h/30 = 1,5 : 30 = 0,05$ м. Случайный эксцентриситет не учитывают. Расстояние от центра тяжести сечения растянутой арматуры до силы N $e = 0,308 + 0,5 \cdot 1,5 - 0,04 = 1,018$ м.

Проверяют положение нулевой линии. Так как $R_b b'_f h'_f = 9,74 \cdot 1,2 \cdot 0,3 = 3,506$ МН $> N = 1,5027$ МН, указанная линия проходит в полке и сечение рассчитывают как прямоугольное шириной b'_f.

Принимают симметричное армирование. Тогда

$$\bar{\varphi}_n = \frac{1,5027}{9,74 \cdot 1,2 \cdot 1,46} = 0,088;$$

$$\varphi_n = \frac{1,5027 \cdot 1,018}{9,74 \cdot 1,2 \cdot 1,46^2} = 0,061;$$

$$A_s = A'_s = \frac{0,061 - 0,088\,(1 - 0,5 \cdot 0,088)}{1 - 0,027} \times \frac{9,74 \cdot 1,2 \cdot 1,46}{280} = -0,001\,449 \text{ м}^2 < 0,$$

т. е. продольная арматура по расчету не нужна. Армирование назначают в соответствии с конструктивными требованиями в количестве не менее 0,05 % площади поперечного сечения подколонника: $A_s = A'_s = 0,0005 \cdot 1,2 \cdot 1,5 = 0,0009$ м² = 9 см². Принимают с каждой стороны подколонника 5⌀16AII ($A_s = A'_s = 10,05$ см²). У длинных сторон подколонника принимают продольное армирование 3⌀12AII.

Прочность сечения V—V не проверяют, так как усилия от полученных выше отличаются незначительно.

Поперечное армирование подколонника определяют по расчету на момент от действующих усилий относительно оси, проходящей через точку поворота колонны. Так как $0,5h_c = 0,5 \cdot 0,8 = 0,4$ м $> e_0 = 0,308$ м $> h_c/6 = 0,8 : 6 = 0,133$ м, поперечное армирование определяют по формулам (6.28) и (6.30). По высоте стакана принимают шесть сеток с шагом 150 мм. Верхнюю сетку устанавливают на расстоянии 50 мм от верха стакана. Расстояние от уровня чистого пола до нижнего торца колонны, т. е. до точки ее поворота, $y = 0,85 + 0,15 = 1$ м.

Момент всех сил относительно точки поворота колонны $M_{kl} = M_{IV} + Q_{IV}y - 0,7N_{IV}e_0 = -339,63 - 77,59 \cdot 1 + 0,7 \cdot 1355,3 \times 0,308 = -125$ кН · м.

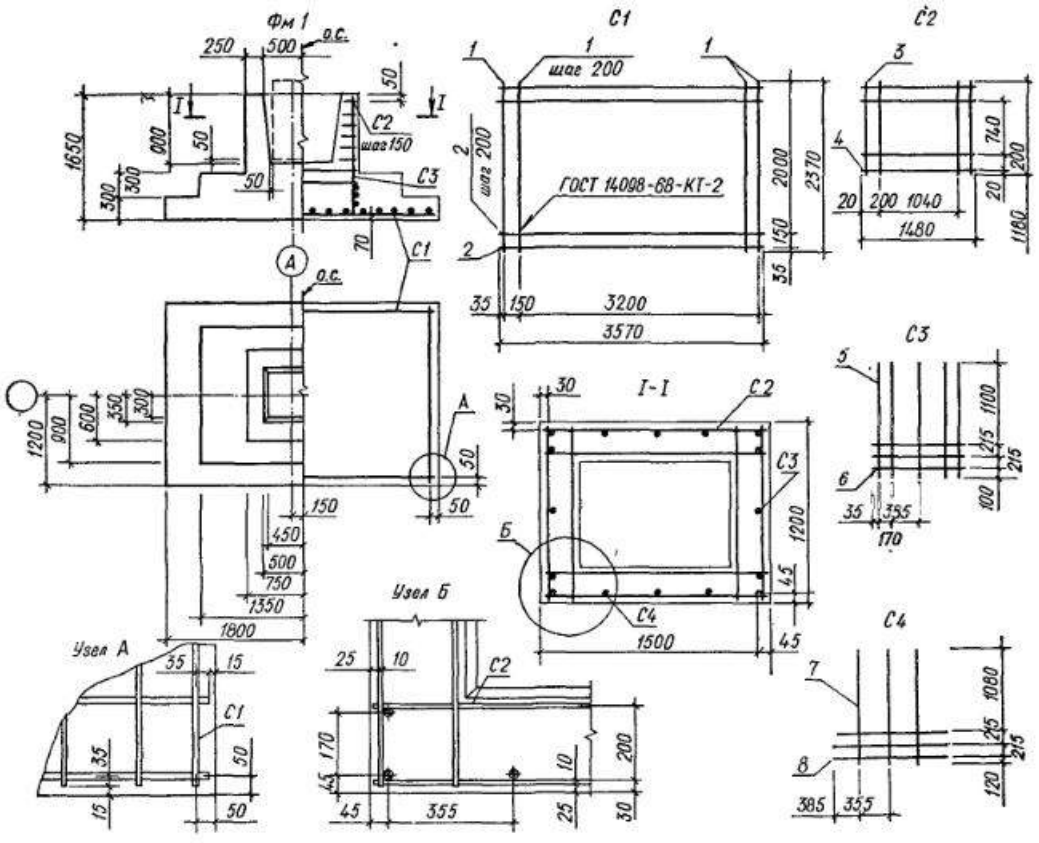


Рис. 9.11. Фундамент под колонну по оси А.

Сумма расстояний от точки поворота колонны до сеток поперечного армирования подколонника $\sum_{i=1}^{n} z_i = 0{,}8 + 0{,}65 + 0{,}5 + 0{,}35 + 0{,}2 + 0{,}05 = 2{,}55$ м.

Площадь сечения арматуры класса А-I, расположенной в одном уровне, определяют из уравнения (6.28)

$$A_s = \frac{0{,}125}{225 \cdot 2{,}55} = 0{,}000\,218 \text{ м}^2 = 2{,}18 \text{ см}^2.$$

Необходимая площадь сечения одного рабочего стержня (при четырех стержнях в каждой сетке): $A_w = 2{,}18 : 4 = 0{,}545$ см². Принимают 1∅10AI, $A_w = 0{,}785$ см². Фундамент по оси *А* показан на рис. 9.11.

Фундамент по оси Б. На уровне верха фундамента от колонны в сечении IV—IV передаются усилия (см. табл. 9.3):

для комбинации II M_{min} при $\gamma_c = 0{,}9$ и $\gamma_f > 1$

$M_{IV} = -322{,}84$ кН · м; $N_{IV} = 2026{,}4$ кН;

$Q_{IV} = -69{,}10$ кН;

то же, при $\gamma_f = 1$

$M_{IV} = -275{,}19$ кН · м; $N_{IV} = 1808{,}3$ кН;

$Q_{IV} = -60{,}69$ кН;

для комбинации III N_{max} при $\gamma_c = 0{,}9$ и $\gamma_f > 1$

$M_{IV} = -251{,}78$ кН · м; $N_{IV} = 2460{,}7$ кН;

$Q_{IV} = -29{,}90$ кН;

то же, при $\gamma_f = 1$

$M_{IV} = -213{,}14$ кН · м; $N_{IV} = 2178{,}3$ кН;

$Q_{IV} = -25{,}62$ кН.

Высота фундамента $H_f = 1{,}8 - 0{,}15 = 1{,}65$ м.

Расчетные усилия, действующие в уровне подошвы фундамента относительно оси симметрии (без учета веса фундамента и грунта на нем):

для комбинации II при $\gamma_f > 1$

$M = M_{IV} + Q_{IV} H_f = -322{,}84 - 69{,}10 \cdot 1{,}65 = -436{,}86$ кН · м;

$N = 2026{,}4$ кН;

то же при $\gamma_f = 1$

$M = -275{,}19 - 60{,}69 \cdot 1{,}65 = -375{,}33$ кН · м; $N = 1803{,}3$ кН;

для комбинации III при $\gamma_f > 1$

$M = -251{,}78 - 29{,}90 \cdot 1{,}65 = -301{,}1$ кН · м; $N = 2460{,}7$ кН;

Таблица 9.7. Результаты расчета фундамента по оси Б

Вычисляемые величины	Единица измерения	Значения величин при комбинации усилий	
		II (M_{min})	III (N_{max})
1. Определение размеров подошвы фундамента			
M ($\gamma_f = 1$)	кН·м	375,33	255,41
N ($\gamma_f = 1$)	кН	1808,3	2178,3
e_0	м	0,208	0,117
a_1	—	0,132	0,03469
a_2	—	1,062	1,016
a_3	—	2,4097	2,4025
a_4	—	1,4405	1,4401
γ_R	—	0,947	1,049
l	м	3,863	4,153
b	м	2,575	2,769
Принято $l = 4{,}2$ м; $b = 2{,}7$ м; $A_f = 11{,}34$ м²; $W_f = 7{,}938$ м³			
R	кПа	237,1	237,1
p	кПа	195,5	228,1
$1{,}2R$	кПа	284,5	284,5
p_{max}	кПа	242,7	260,3
p_{min}	кПа	148,2	195,9
Принятые размеры подошвы фундамента достаточны.			
2. Расчет на продавливание и раскалывание			
N ($\gamma_f > 1$)	кН	2026,4	2460,7
$bl R_{bt} b_m h_{0b}/A_{f0}$	кН	3134,1	3134,1
$0{,}975\,(1 + b_c/h_c)\,A_{fl} R_{bt}$	кН	3994,7	3994,7
Прочность фундамента на продавливание и раскалывание обеспечена.			
3. Определение давлений на грунт			
M ($\gamma_f > 1$)	кН·м	436,86	301,1
N ($\gamma_f > 1$)	кН	2026,4	2460,7
p_{max}	кПа	269,7	290,9
$p_{I\text{-}I}$	кПа	254,0	280,1
$p_{II\text{-}II}$	кПа	234,4	266,5
$p_{III\text{-}III}$	кПа	225,2	260,2
p	кПа	214,7	253,0
4. Подбор арматуры подошвы фундамента			
а) вдоль длинной стороны			
$M_{I\text{-}I}$	кН·м	47,6	51,7
$M_{II\text{-}II}$	кН·м	235,0	257,7
$M_{III\text{-}III}$	кН·м	368,3	405,6
A_{sI}	см²	8,59	9,33
A_{sII}	см²	13,92	15,26
A_{sIII}	см²	9,31	10,25
б) вдоль короткой стороны			
$M'_{I\text{-}I}$	кН·м	9,7	11,4
$M'_{II\text{-}II}$	кН·м	60,4	71,2
$M'_{III\text{-}III}$	кН·м	129,9	153,1
A'_{sI}	см²	1,75	2,06
A'_{sII}	см²	3,58	4,22
A'_{sIII}	см²	3,28	3,87

Продолжение табл. 9.7

Вычисляемые величины	Единица измерения	Значения величин при комбинации усилий	
		II (M_{min})	III (N_{max})
5. Расчет подколонника и его стаканной части			
а) подбор продольной арматуры			
M ($\gamma_f > 1$)	кН·м	385,0	278,7
N ($\gamma_f > 1$)	кН	2068,7	2503,0
e_0	м	0,186	0,111
e	м	0,896	0,821
φ_n	—	0,121	0,147
φ_n	—	0,0744	0,0825
$A_s = A'_s$	см²	—24,60	—33,63
б) подбор поперечной арматуры			
M_{cl}	кН·м	122,6	—
Σz_i	м	2,55	—
A_{mr}	см²	2,14	—

то же при $\gamma_f = 1$

$$M = -213{,}14 - 25{,}62 \cdot 1{,}65 =$$

$$= -255{,}41 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad N = 2178{,}3 \text{ кН}.$$

Расчет ведут аналогично расчету фундамента по оси А. Результаты вычислений приведены в табл. 9.7.

Размеры подошвы фундамента определены при $m = {}^2/_3$ и $R_0 = 230$ кПа. При вычислении l и b для комбинации усилий III принято $\gamma_R = 1$, так как для рассматриваемого класса зданий величина этого коэффициента находится в пределах от 0,6 до 1.

Принимают две ступени плитной части фундамента высотой $h_1 = 300$ мм и $h_2 = 450$ мм. Размеры ступеней в плане: $l_1 = l = 4{,}2$ м; $b_1 = b = 2{,}7$ м; $l_2 = 3$ м; $b_2 = 2{,}1$ м. Размеры подколонника: $l_{cf} = 1{,}5$ м; $b_{cf} = 1{,}2$ м; $h_{cf} = 0{,}9$ м. Толщину стенок стакана поверху назначают 250 мм, а зазор между колонной и стаканом вверху 100 мм, внизу 50 мм. Глубина стакана $h_h = 0{,}9$ м; размеры дна стакана в плане $l_h = 0{,}9$ м; $b_h = 0{,}6$ м. Расстояние от подошвы фундамента до центра тяжести арматуры $a = 0{,}08$. Рабочая высота, м: для первой ступени $h_{01} = 0{,}22$, для второй $h_{02} = 0{,}67$, для подколонника $h_{03} = 1{,}57$.

При расчете на продавливание, как и для фундамента по оси А, выполняют расчет на продавливание фундамента колонной от дна стакана и расчет на раскалывание. При $h_{0b} = 0{,}67$ м и $b_m = 1{,}27$

$$A_{f0} = 0{,}5 \cdot 2{,}7\,(4{,}2 - 0{,}9 - 2 \cdot 0{,}67) -$$

$$- 0{,}25\,(2{,}7 - 0{,}6 - 2 \cdot 0{,}67)^2 = 2{,}5 \text{ м}^2.$$

При расчете на раскалывание

$$A_{fb} = 0{,}9 \cdot 1{,}2 + 0{,}45 \cdot 2{,}1 + 0{,}3 \cdot 2{,}7 -$$

$$- 0{,}9 \cdot 0{,}5\,(0{,}7 + 0{,}6) = 2{,}25 \text{ м}^2;$$

$$A_{fl} = 0{,}9 \cdot 1{,}5 + 0{,}45 \cdot 3 + 0{,}3 \cdot 4{,}2 -$$

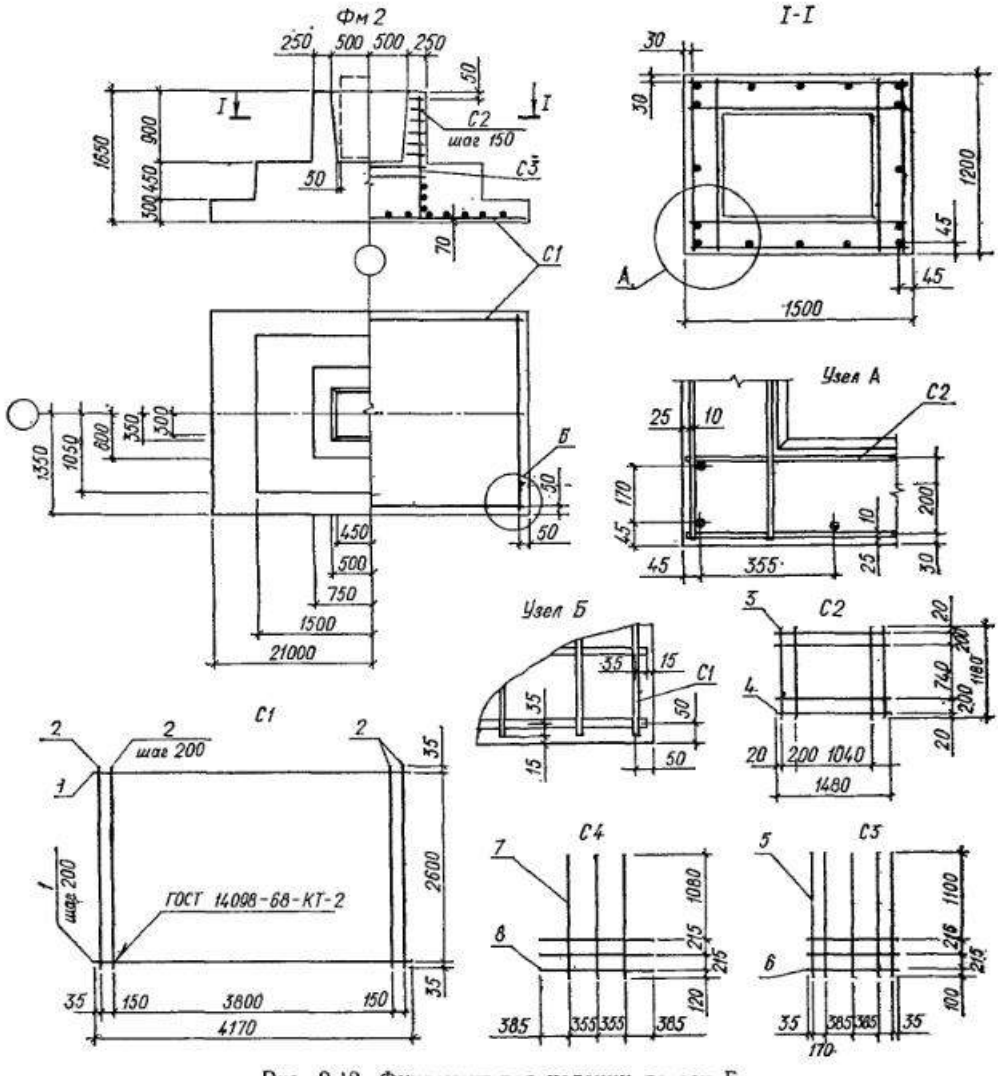


Рис. 9.12. Фундамент под колонну по оси Б.

$$-0{,}9 \cdot 0{,}5\,(1 + 0{,}9) = 3{,}105 \text{ м}^2;$$

$$A_{fb}/A_{f1} = 2{,}25 : 3{,}105 = 0{,}7246 >$$

$$> b_c/h_c = 0{,}5 : 0{,}8 = 0{,}625.$$

Армирование подошвы фундамента принимают: вдоль длинной стороны 5⌀20AII, $A_s =$ $= 15{,}71$ см² (5 стержней на 1 м ширины, шаг 200 мм), вдоль короткой стороны 5⌀12AII, $A_s' = 5{,}65$ см² (5 стержней на 1 м длины фундамента, шаг 200 мм).

При расчете подколонника и его стаканной части размеры коробчатого сечения такие же, как и для фундамента по оси А. В подколоннике продольная арматура по расчету не нужна ($A_s = A_s' < 0$). В соответствии с требованиями у каждой короткой стороны подколонника принимают по 5⌀16AII, у длинных сторон — по 3⌀12AII. Поперечное армирование из шести сеток, установленных с шагом 150 мм. В каждой сетке принимают 4⌀10AI ($A_s =$ $= 3{,}14$ см²).

Фундамент показан на рис. 9.12.

Поперечная рама одноэтажного однопролетного здания

Данные для проектирования. Запроектировать сборные железобетоинные колонны для второй от торца поперечной рамы одноэтажного однопролетного производственного здания (рис. 9.13). Шаг колонн 12 м. Длина температурного блока 72 м (в нем семь поперечных рам). Здание оборудовано двумя электрическими мостовыми кранами среднего режима работы грузоподъемностью $Q = 30/5$ т (294/49 кН). Поперечных стен в пределах температурного

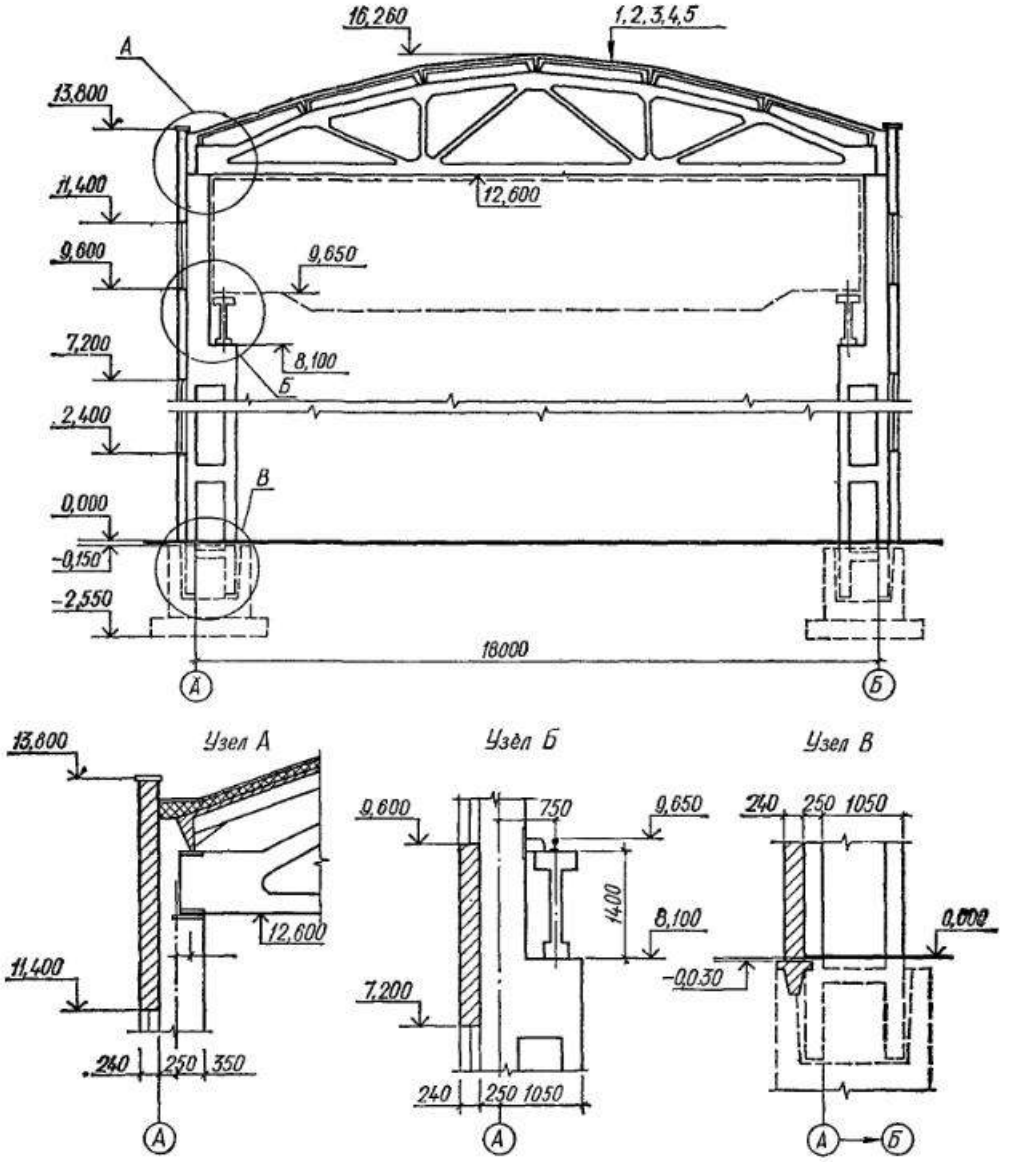


Рис. 9.13. Однопролетное производственное здание (поперечный разрез, узлы):

1 — водоизоляционный ковер; *2* — цементная стяжка 15 мм; *3* — плитный утеплитель 100 мм; *4* — пароизоляция; *5* — сборные железобетонные плиты 3 × 12 м.

блока нет. Наружные стены приняты из керамзитобетонных панелей толщиной 0,24 м; до отметки 7,200 стены самонесущие. Район строительства — г. Горький.

Расстояние от уровня чистого пола до уровня головки подкранового рельса 9,65 м. Высота подкрановой балки 1,4 м. Высота подкранового пути 0,15 м. Высота подкрановой H_1 и надкрановой H_2 частей колонны (при высоте крана $H_c = 2{,}75$ м): $H_1 = 9{,}65 - 1{,}4 - 0{,}15 + 0{,}15 = 8{,}25$ м; $H_2 = 1{,}4 + 0{,}15 + 2{,}75 + 0{,}2 = 4{,}5$ м; $H = H_1 + H_2 = 8{,}25 + 4{,}5 = 12{,}75$ м.

При глубине заделки колонны в фундаменте $h_f = 1{,}2$ м полная высота колонны $H_{tot} = H + h_f = 12{,}75 + 1{,}2 = 13{,}95$ м.

Размеры сечения надкрановой части колонны: ширина $b = 0{,}5$ м; высота $h = 0{,}6$ м, то же, подкрановой части $b = 0{,}5$ м; $h = 1{,}3$ м. Высота сечения одной ветви $h_b = 0{,}25$. Высота подкрановой (верхней) распорки $h_s = 1{,}05$ м, остальных распорок $h_s = 0{,}4$ м.

Определение нагрузок. Расчетная схема рамы показана на рис. 9.14. На колонны действуют постоянная нагрузка, состоящая из веса элементов покрытия и стен, веса подкрановых

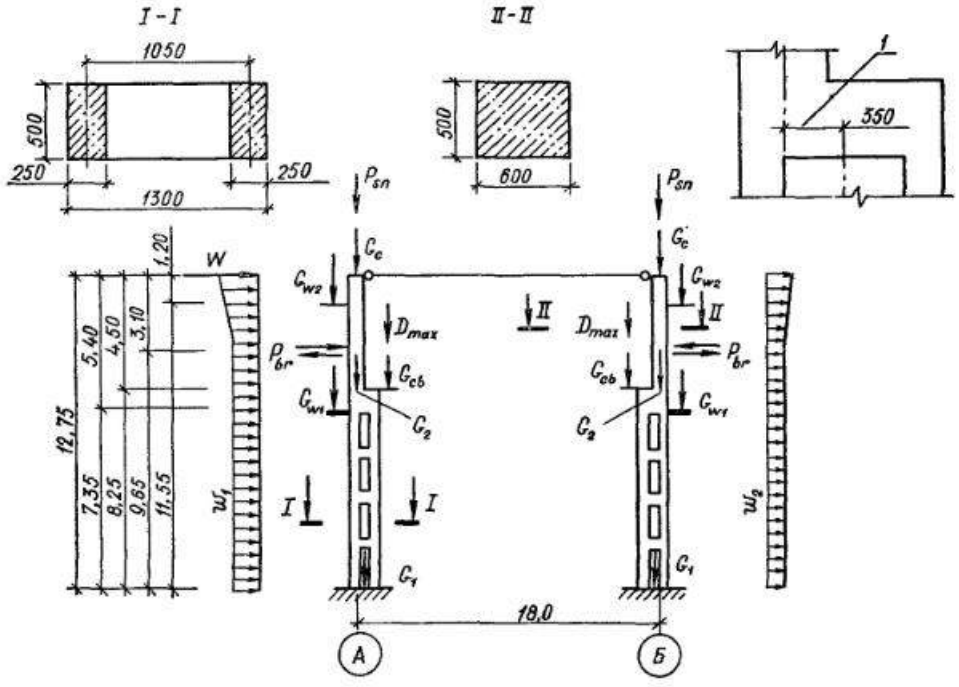


Рис. 9.14. Расчетная схема поперечной рамы и схема нагрузок:
1 — смещение осей подкрановой и надкрановой частей колонны

балок и подкрановых путей, а также веса надкрановой и подкрановой частей колонны, и временная, состоящая из снеговой, крановой и ветровой нагрузок.

Проектируемое здание относится по степени ответственности к классу II, поэтому расчетные значения нагрузок определяют с учетом коэффициента надежности по назначению конструкций $\gamma_n = 0{,}95$

Постоянные нагрузки. Значения постоянных нагрузок на 1 м² покрытия приведены в табл. 9.8. Расчетные нагрузки при $\gamma_f = 1$ получены как произведения нормативных нагрузок на коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 0{,}95$.

Масса сегментной фермы пролетом 18 м — 9,4 т, а вес 92,2 кН. Расчетная нагрузка на колонну от покрытия при $\gamma_f > 1$ $G_c = 0{,}5 \times$ $\times$ 3,5 · 12 · 18 + 0,5 · 92,2 · 0,95 · 1,1 = = 426,2 кН. Нагрузка от покрытия приложена на уровне опирания стропильной фермы по вертикали, проходящей через центр опорного узла. Расстояние от линии действия нагрузки до геометрической оси надкрановой части колонны $e_2 = 0{,}25 + 0{,}15 - 0{,}5 \cdot 0{,}6 = 0{,}1$ м. Относительное расстояние от точки приложения нагрузки до верха колонны $\beta_2 = 0$.

Расчетная нагрузка от веса подкрановой балки (114,7 кН) и подкранового пути (1,5 кН/м) на колонну при $\gamma_f > 1$ $G_{cb} = (114{,}7 + 1{,}5 \times$

Таблица 9.8. **Постоянные нагрузки на покрытие**

Элементы покрытия	Нагрузка, Па		Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Расчетная нагрузка при $\gamma_f > 1$, Па
	нормативная	расчетная при $\gamma_f = 1$		
Водоизоляционный ковер	100	95	1,3	124
Цементная стяжка ($\gamma = 20$ кН/м³; $t = 15$ мм)	300	285	1,3	371
Плитный утеплитель ($\gamma = 5$ кН/м³; $t =$ = 100 мм)	500	475	1,3	618
Пароизоляция	50	48	1,3	62
Плиты покрытия 3 × 12 м	2220	2110	1,1	2320
		Итого		
	3170	3013	—	3495
		Принято для расчета		
	—	3010	—	3500

× 12) 0,95 · 1,1 = 138,7 кН. Расстояние от линии действия нагрузки до геометрической оси подкрановой части колонны (см. рис. 9.13) $e_1 = 0,75 + 0,25 - 0,65 = 0,35$ м. Относительное расстояние по вертикали от точки приложения нагрузки до верха колонны $\beta_2 = 4,5 : 12,75 = 0,353$.

Нагрузку от веса стен и оконных переплетов ниже отметки 7,200 воспринимают фундаментные блоки, поэтому усилия в колонне от этой нагрузки не возникают.

При $\gamma_f > 1$ расчетная нагрузка на колонну от веса керамзитобетонных панелей толщиной

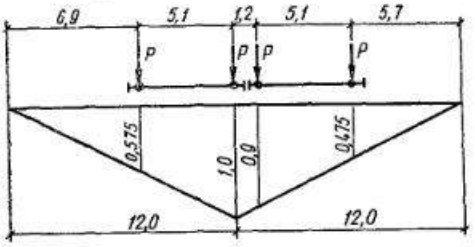


Рис. 9.15. Линия влияния давления на колонну и установка крановой нагрузки в невыгодное положение.

$t = 0,24$ м и удельным весом $\gamma = 14,0$ кН/м³, а также от заполнения оконных проемов (вес 1 м² — 0,5 кН) составляет (см. рис. 9.13):

на отметке 7,200 (участок стены между отметками 8,200 и 11,400)

$$G_{w1} = (0,24 \cdot 2,4 \cdot 12 \cdot 14 + 0,5 \cdot 1,8 \cdot 12) \times \times 0,95 \cdot 1,1 = 112,4 \text{ кН};$$

на отметке 11,400

$$G_{w2} = 0,24 \cdot 3 \cdot 12 \cdot 14 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 126,4 \text{ кН}.$$

Нагрузка от стен приложена на уровне их опирания по вертикали, проходящей через геометрическую ось стеновых панелей. Расстояние от линии действия нагрузки до оси колонны:

на отметке 7,200 (подкрановая часть)

$$e_1 = -0,5\,(0,24 + 1,3) = -0,77 \text{ м};$$

на отметке 11,400 (надкрановая часть)

$$e_2 = -0,5\,(0,24 + 0,6) = -0,42 \text{ м}.$$

Знак «—» в данном случае означает, что моменты сил направлены против часовой стрелки. Относительное расстояние по вертикали от низа колонны до точки приложения нагрузки на отметке 7,200 $\beta_1 = 7,35 : 12,75 = 0,5765$. Относительное расстояние от верха колонны до точки приложения нагрузки на отметке 11,400 $\beta_2 = 1,2 : 12,75 = 0,094$.

Расчетная нагрузка от веса колонн при $\gamma_f > 1$: надкрановой части $G_2 = 0,5 \cdot 0,6 \cdot 4,50 \times \times 25 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 35,3$ кН, подкрановой части $G_1 = 2 \cdot 0,25 \cdot 0,5 \cdot 8,25 + (1,05 + 3 \times \times 0,4)\,0,5 \cdot 0,8 \cdot 25 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 77,4$ кН.

Временные нагрузки. Снеговая нагрузка. Для расчета колонн принимаем равномерное распределение снеговой нагрузки по покрытию. Для Горького, расположенного в районе IV, вес снегового покрова 1,5 кПа, в том числе 0,75 кПа (50 % всей нагрузки) относится к категории длительной (см. СНиП II-6-74). Так как коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к нагрузке на покрытие в данном случае равен единице, полная величина нормативной снеговой нагрузки 1,5 кПа, а длительная ее часть — 0,75 кПа.

При коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,4$ расчетная снеговая нагрузка на колонну равна: полная $P_{sn} = 1,5 \cdot 12 \cdot 0,5 \cdot 18 \times \times 0,95 \cdot 1,4 = 215,5$ кН, в т. ч. длительная $P_{sn,l} = 0,75 \cdot 12 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 0,95 \cdot 1,4 = = 107,7$ кН.

Снеговая нагрузка приложена к колоннам в тех же точках, что и постоянная от веса покрытия.

Крановые нагрузки. В соответствии с ТУ 24-09-404-83 на мостовые электрические краны грузоподъемностью 30/5 т (294/49 кН): нормативное максимальное давление одного колеса на рельс подкранового пути $P_{\max,n} = 275$ кН, масса крана $G_c = 42,5$ т, масса тележки крана $G_{ct} = 12$ т, ширина крана $B = 6300$ мм, база крана $A_c = 5100$ мм.

Динамическое воздействие крановой нагрузки при расчете поперечной рамы не учитывают. Часть крановой нагрузки, в соответствии с указаниями СНиП II-6-74, относят к категории длительных. При учете работы двух сближенных кранов нагрузку от них определяют с учетом коэффициента сочетаний $\gamma_c = 0,85$. Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,1$.

Расчетное вертикальное максимальное давление на колонну от двух сближенных кранов определяют по линии влияния давления на колонну (рис. 9.15) $D_{\max} = 0,85 \cdot 0,95 \cdot 1,1 \times \times 275\ (6,9 + 12 + 10,8 + 5,7) : 12 = = 720,6$ кН.

Максимальное давление на колонну от одного крана при коэффициенте 0,5 (длительная часть нагрузки)

$$D_{\max,l} = 0,5 \cdot 0,95 \cdot 1,1 \cdot 275 \times \times (6,90 + 12,0) : 12 = 226,3 \text{ кН}.$$

Нормативное минимальное давление одного колеса на рельс подкранового пути

$$P_{\min,n} = 0,5\,(Q + G_c) - P_{\max,n} = = 0,5\,(294 + 42,5 \cdot 9,81) - 275 = 81 \text{ кН}.$$

Расчетное минимальное давление на колонну находят путем умножения максимальных давлений на понижающий коэффициент $81/275 = = 0,295 : D_{\min} = 720,6 \cdot 0,295 = 212,6$ кН; $D_{\min,l} = 226,3 \cdot 0,295 = 66,8$ кН.

Вертикальная нагрузка от кранов приложена к колоннам в тех же точках, что и постоянная от веса подкрановых балок.

Нормативная горизонтальная нагрузка от каждого из двух стоящих на балке колес одного крана, направленная поперек кранового пути и вызванная торможением тележки, при гибком подвесе груза $P_{br,n} = 0,5 \cdot 0,05\,(Q + G_{ct}) = = 0,5 \cdot 0,05\,(294 + 12,0 \cdot 9,81) = 10,3$ кН.

Расчетные тормозные горизонтальные нагрузки на колонну определяют по тем же линиям влияния, что и для вертикальных нагрузок:

от двух сближенных кранов (полная нагрузка) $P_{br} = 0{,}85 \cdot 0{,}95 \cdot 1{,}1 \cdot 10{,}3\ (6{,}9 + 12 + 10{,}8 + 5{,}7) : 12 = 27$ кН;

от одного крана (длительная нагрузка) $P_{br,l} = 0{,}5 \cdot 0{,}95 \cdot 1{,}1 \cdot 10{,}3\ (6{,}9 + 12) : 12 = 8{,}5$ кН.

Горизонтальная снла поперечного торможения приложена к колонне на уровне верха подкрановой балки на отметке 9,500. Относительное расстояние по вертикали от верха колонны до точки приложения тормозной снлы (см. рис. 9.14) $\beta_2 = 3{,}10 : 12{,}75 = 0{,}243$.

Ветровая нагрузка. Принимают ее распределенной по высоте колонны. Давление ветра на здание выше колонны заменяют сосредоточенной снлой W, приложенной на уровне верха колонн. Давление ветра на колонну собирают с вертикальной полосы шириной, равной шагу колонн вдоль здания.

Скоростной напор ветра на высоте 10 м над поверхностью земли для г. Горького $q_0 = 0{,}27$ кПа. Аэродинамический коэффициент с наветренной стороны $C = 0{,}8$, с заветренной $C = -0{,}6$. Коэффициент надежности по нагрузке для ветра $\gamma_f = 1{,}2$.

Скоростной напор ветра возрастает с увеличением высоты. Определяют значение коэффициента φ, учитывающего изменение скоростного напора по высоте. Здание расположено в местности типа А, поэтому для части его высотой до 10 м — $\varphi = 1$; на уровне верха колонны (отметка 12,600) $\varphi = 1 + (1{,}25 - 1)\ (12{,}6 - 10) : 10 = 1{,}065$; на уровне конька здания (отметка 15,900) $\varphi = 1 + (1{,}25 - 1)\ (15{,}9 - 10) : 10 = 1{,}148$.

Для упрощения расчета неравномерную ветровую нагрузку на стойки поперечной рамы заменяют равномерно распределенной, эквивалентной по моменту в заделке консольной балки. При этом $\varphi_{eq} = 1 + 0{,}5\ (1{,}065 - 1)\ [1 - (1 - 10 : 12{,}6)\ (1{,}065 - 1) : 3]^2 = 1{,}0322$.

Расчетная равномерно распределенная нагрузка от ветра на колонны поперечной рамы при $\gamma_f > 1$: с наветренной стороны $w_1 = 0{,}27 \cdot 1{,}0322 \cdot 0{,}8 \cdot 12 \cdot 0{,}95 \cdot 1{,}2 = 3{,}05$ кН/м, с заветренной $w_2 = 0{,}27 \times 1{,}0322 \cdot 0{,}6 \cdot 12 \cdot 0{,}95 \cdot 1{,}2 = 2{,}29$ кН/м.

Сосредоточенная снла на уровне верха колонны от ветровой нагрузки $W = (0{,}8 + 0{,}6)\ (15{,}9 - 12{,}6)\ 0{,}27 \cdot 0{,}5\ (1{,}065 + 1{,}148)\ 12 \cdot 0{,}95 \cdot 1{,}2 = 18{,}88$ кН.

Статический расчет поперечной рамы (см. рис. 9.14). *Общие указания по расчету.* Формулы для вычисления реакций верха колонн от разных нагрузок и воздействий приведены в гл. 6.

Для выявления наибольших возможных усилий в сечениях колоии расчет выполняют отдельно на каждый вид нагружения. Рассмотрены следующие виды нагруження:

1 — постоянная нагрузка;

2 — снеговая (полная и длительная);

3 — вертикальная крановая D_{max} (полная и длительная) на колонну по оси А;

4 — вертикальиая крановая D_{max} (полная и длнтельная) на колонну по осн Б, при этом на колонну по оси А действует нагрузка D_{min};

5 — горизонтальная крановая P_{br} (полная и длительная), приложенная к колонне по оси А слева направо и справа налево;

6 — горизонтальная крановая P_{br} (полная и длительная), приложенная к колонне по оси Б слева направо и справа налево;

7 — ветровая, действующая слева направо;

8 — ветровая, действующая справа налево.

Ввиду снмметрнн поперечной рамы достаточно определнть усилия только для одной колонны от всех возможных видов нагружения. Для подбора сечений колонн определяют нанбольшне возможные усилня (нзгибающие моменты и продольные силы) в четырех сечениях колонн: I—I — сечение у верха колонны; II—II — сеченне непосредственно выше подкрановой ступени; III—III — сечение непосредственно нже подкрановой ступени; IV—IV — сеченне у ннза колонны (в заделке). Для последнего находят также величину поперечной снлы, необходимую для расчета фундаментов.

Так как с конструкцнями покрытня колонна соединена шарнирно, все усилия в сеченнн I—I, за исключением усилий от постоянной и снеговой нагрузок (нагружения 1 и 2), равны нулю. Поэтому в данном случае верхнее сечение не будет расчетным и усилня в нем не определяют.

Геометрические характеристики колонн. Размеры сечення двухветвевых колонн приведены выше (см. «Данные для проектнрования»). Остальные характеристнки: количество панелей подкрановой части $n = 4$, расчетная высота колонны $H = 12{,}75$ м, в том числе высота подкрановой части $H_1 = 8{,}25$ м, надкрановой $H_2 = 4{,}5$ м, расстояние между осями ветвей $c = 1{,}05$ м.

Момент инерцин надкрановой частн колонны $I_2 = 0{,}5 \cdot 0{,}6^3 : 12 = 9 \cdot 10^{-3}$ м^4; момент инерции одной ветви $I_b = 0{,}5 \cdot 0{,}25^3 : 12 = 0{,}65 \times 10^{-3}$ м^4; момент инерцни подкрановой части $I_1 = 0{,}5 \cdot A_b c^2 = 0{,}5 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}25 \cdot 1{,}05^2 = 68{,}9 \cdot 10^{-3}$ м^4; отношение высоты надкрановой части к полной высоте колонны $v = 4{,}5 : 12{,}75 = 0{,}353$; отношение моментов инерции подкрановой и надкрановой частей колонны $k = 68{,}9 \cdot 10^{-3} : 9 \cdot 10^{-3} = 7{,}656$.

По формулам (6.66)...(6.68) вычисляют вспомогательные коэффнцненты:

$$k_3 = \frac{(1 - 0{,}353)^3 \cdot 68{,}9 \cdot 10^{-3}}{8 \cdot 4^2 \cdot 0{,}65 \cdot 10^{-3}} = 0{,}2243;$$

$$k_2 = 0{,}353^3\ (7{,}656 - 1) = 0{,}2928;$$

$$k_1 = \frac{1}{1 + 0{,}2928 + 0{,}2243} = 0{,}659.$$

Смещение геометрических осей сечений подкрановой и надкрановой частей колонн $e = 0{,}35$ м (см. рис. 9.14).

Определение усилий в колоннах. Нагружение 1 — действие постоянной нагрузки. На симметричную поперечную раму действует симметричная постоянная нагрузка, поэтому верхние узлы колонн не смещаются. Каждую колонну рассчитывают на действие постоянной нагрузки без учета смещения верха колонн.

Нагрузка от веса покрытия приложена с эксцентриситетом $e_2 = 0{,}1$ м. При $\beta_2 = 0$ по формуле (6.73)

$$R_B = \frac{3 \cdot 0{,}659 \cdot 426{,}2 \cdot 0{,}1}{2 \cdot 12{,}75} \times$$

$$\times \left[1 + \frac{0{,}2928}{0{,}353} - \frac{0{,}35}{0{,}1}(1 - 0{,}353)^2\right] =$$

$$= -4{,}08 \text{ кН}.$$

Опорную реакцию от веса подкрановых балок определяют по формуле (6.74):

$$R_B = \frac{3 \cdot 0{,}659 \cdot 138{,}7 \cdot 0{,}35}{2 \cdot 12{,}75}(1 - 0{,}353^2) =$$

$$= 3{,}29 \text{ кН}.$$

Нагрузка от веса стены на отметке 7,200 приложена в пределах подкрановой части колонны. При $\beta_1 = 0{,}5765$ по формуле (6.75)

$$R_B = -\frac{3 \cdot 0{,}659 \cdot 112{,}4 \cdot 0{,}77}{2 \cdot 12{,}75} 0{,}5765 \times$$

$$\times (2 - 0{,}5765) = -5{,}51 \text{ кН}.$$

Нагрузка от веса стены на отметке 11,400 приложена в пределах высоты надкрановой части колонны, поэтому по формуле (6.72) находят

$$R_B = -\frac{3 \cdot 0{,}659 \cdot 126{,}4 \cdot 0{,}42}{2 \cdot 12{,}75} \times$$

$$\times \left[1 - 0{,}094^2 + \frac{0{,}2928}{0{,}353}\left(1 - \frac{0.094^2}{0{,}353^2}\right) + \right.$$

$$\left. + \frac{0{,}35}{0{,}42}(1 - 0{,}353^2)\right] = -10{,}25 \text{ кН}.$$

Нагрузка от веса надкрановой части колонны приложена с эксцентриситетом относительно подкрановой части. По формуле (6.74) при $e_1 = -0{,}35$ м

$$R_B = -\frac{3 \cdot 0{,}659 \cdot 35{,}3 \cdot 0{,}35}{2 \cdot 12{,}75}(1 - 0{,}353^2) =$$

$$= -0{,}84 \text{ кН}.$$

Нагрузка от веса подкрановой части не вызывает опорной реакции, т. е. $R_B = 0$.

Суммарная опорная реакция от всей постоянной нагрузки $R_B = -4{,}08 + 3{,}29 - 5{,}51 - 10{,}25 - 0{,}84 + 0 = -17{,}39$ кН.

Усилия в сечениях колонны:

$M_{II} = 17{,}39 \cdot 4{,}5 + 426{,}2 \cdot 0{,}1 - 126{,}4 \times$ $\times 0{,}42 + 35{,}3 \cdot 0 = 67{,}79$ кН · м; $M_{III} =$ $= 17{,}39 \cdot 4{,}5 + 426{,}2\,(0{,}1 - 0{,}35) -$ $- 126{,}4\,(0{,}42 + 0{,}35) - 35{,}3 \cdot 0{,}35 +$ $+ 138{,}7 \cdot 0{,}35 = -89{,}43$ кН · м; $M_{IV} =$ $= 17{,}39 \cdot 12{,}75 + 426{,}2\,(0{,}1 - 0{,}35) - 126{,}4 \times$ $\times (0{,}42 + 0{,}35) - 35{,}3 \cdot 0{,}35 + 138{,}7 \cdot 0{,}35 -$ $- 112{,}4 \cdot 0{,}77 = -32{,}51$ кН · м; $N_{II} =$ $= 426{,}2 + 126{,}4 + 35{,}3 = 587{,}9$ кН; $N_{III} =$ $= 587{,}9 + 138{,}7 = 726{,}6$ кН; $N_{IV} = 726{,}6 +$ $+ 112{,}4 + 77{,}4 = 916{,}4$ кН; $Q_{IV} = -R_B =$ $= 17{,}39$ кН.

Моменты в точках приложения нагрузки от веса стен:

на отметке 11,400 сверху $M = 17{,}39 \cdot 1{,}2 +$ $+ 426{,}2 \cdot 0{,}1 = 63{,}49$ кН · м; там же снизу $M = 17{,}39 \cdot 1{,}2 + 426{,}2 \cdot 0{,}1 - 126{,}4 \times$ $\times 0{,}42 = 10{,}40$ кН · м; на отметке 7,200 сверху $M = 17{,}39 \cdot 5{,}4 + 426{,}2\,(0{,}1 - 0{,}35) -$ $- 126{,}4 \cdot 0{,}77 - 35{,}3 \cdot 0{,}35 + 138{,}7 \cdot 0{,}35 =$ $= -73{,}78$ кН · м; там же снизу $M =$ $= 17{,}39 \cdot 5{,}4 + 426{,}2\,(0{,}1 - 0{,}35) - 126{,}4 \times$ $\times 0{,}77 - 35{,}3 \cdot 0{,}35 + 138{,}7 \cdot 0{,}35 -$ $- 112{,}4 \cdot 0{,}77 = -160{,}33$ кН · м.

Нагружение 2 — действие снеговой нагрузки. Эта нагрузка также симметрична и не вызывает смещения верха колонны. По формуле (6.73) при $\beta_2 = 0$ определяют горизонтальную реакцию от действия полной снеговой нагрузки:

$$R_B = \frac{3 \cdot 0{,}659 \cdot 215{,}5 \cdot 0{,}1}{2 \cdot 12{,}75} \times$$

$$\times \left[1 + \frac{0{,}2928}{0{,}353} - \frac{0{,}35}{0{,}1}(1 - 0{,}353^2)\right] =$$

$$= -2{,}06 \text{ кН}.$$

Усилия в сечениях колонны:

$M_{II} = 2{,}06 \cdot 4{,}5 + 215{,}5 \cdot 0{,}1 = 30{,}82$ кН · м;

$M_{III} = 2{,}06 \cdot 4{,}5 + 215{,}5\,(0{,}1 - 0{,}35) =$

$= -44{,}61$ кН · м; $M_{IV} = 2{,}06 \cdot 12{,}75 +$

$+ 215{,}5\,(0{,}1 - 0{,}35) = -27{,}61$ кН · м;

$N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 215{,}5$ кН;

$Q_{IV} = -R_B = 2{,}06$ кН.

Усилия от длительной части снеговой нагрузки находят соответствующим уменьшением усилий от полной нагрузки:

$R_B = -2{,}06 \cdot 0{,}5 = -1{,}03$ кН; $M_{II} =$

$= 30{,}82 \cdot 0{,}5 = 15{,}41$ кН · м; $M_{III} =$

$= -44{,}61 \cdot 0{,}5 = -22{,}3$ кН · м; $M_{IV} =$

$= -27{,}61 \cdot 0{,}5 = -13{,}81$ кН · м;

$N_{II} = N_{III} = N_{IV} = 107{,}7$ кН; $Q_{IV} = 1{,}03$ кН.

Нагружение 3 — вертикальная нагрузка D_{max} действует на колонну по оси А и нагрузка D_{min} — на колонну по оси Б.

При действии крановых нагрузок усилия в колоннах определяют с учетом смещения верхних узлов. Кроме того, ввиду местного действия этих нагрузок необходимо учесть пространственную работу всего каркаса температурного блока, включающего семь поперечных рам. Для второй от торца рамы (наиболее нагруженной) по формуле (6.211) при $m_1 m_2 = 0{,}5$, $a =$

$= 24$ м и $n = 7$

$$C_s = \frac{0{,}5}{\frac{1}{7} + \frac{24^2}{2\,(12^2 + 24^2 + 36^2)}} = 1{,}75.$$

Так как рама симметрична, опорные реакции вычисляют по формулам (6.74), (6.214) и (6.215) (в скобках приведем усилия от длительной части нагрузки); $k_6 = 0{,}659\ (1 - 0{,}353^2) = 0{,}577$:

в колонне по оси А

$$R_B = X_1 = \frac{1{,}5 \cdot 0{,}577}{12{,}75} \times$$

$$\times \left[720{,}6 \cdot 0{,}35 \left(1 - \frac{1}{2 \cdot 1{,}75}\right) + \right.$$

$$\left. + 212{,}6 \cdot 0{,}35 \frac{1}{2 \cdot 1{,}75}\right] =$$

$$= 13{,}67 \text{ кН } (4{,}29 \text{ кН});$$

$$M_{II} = -13{,}67 \cdot 4{,}5 =$$

$$= -61{,}52 \text{ кН} \cdot \text{м } (-19{,}31 \text{ кН} \cdot \text{м});$$

$$M_{III} = -13{,}67 \cdot 4{,}5 + 720{,}6 \cdot 0{,}35 =$$

$$= 190{,}7 \text{ кН} \cdot \text{м } (59{,}90 \text{ кН} \cdot \text{м}); \quad M_{IV} =$$

$$= -13{,}67 \cdot 12{,}75 + 720{,}6 \cdot 0{,}35 =$$

$$= 77{,}92 \text{ кН} \cdot \text{м } (24{,}51 \text{ кН} \cdot \text{м});$$

$$N_{II} = 0; \quad N_{III} = N_{IV} =$$

$$= 720{,}6 \text{ кН } (226{,}3 \text{ кН});$$

$$Q_{IV} = -13{,}67 \text{ кН } (-4{,}29 \text{ кН});$$

в колонне по оси Б

$$R_B = X_2 = -\frac{1{,}5 \cdot 0{,}577}{12{,}75} \times$$

$$\times \left[720{,}6 \cdot 0{,}35 \frac{1}{2 \cdot 1{,}75} + \right.$$

$$\left. + 212{,}6 \cdot 0{,}35 \left(1 - \frac{1}{2 \cdot 1{,}75}\right)\right] =$$

$$= -8{,}5 \text{ кН } (-2{,}67 \text{ кН}); \quad M_{II} = 8{,}50 \cdot 4{,}5 =$$

$$= 38{,}25 \text{ кН} \cdot \text{м } (12{,}02 \text{ кН} \cdot \text{м}); \quad M_{III} =$$

$$= 8{,}5 \cdot 4{,}5 - 212{,}6 \cdot 0{,}35 =$$

$$= -36{,}16 \text{ кН} \cdot \text{м } (-11{,}37 \text{ кН} \cdot \text{м}); \quad M_{IV} =$$

$$= 8{,}5 \cdot 12{,}75 - 212{,}6 \cdot 0{,}35 =$$

$$= 33{,}95 \text{ кН} \cdot \text{м } (10{,}66 \text{ кН} \cdot \text{м});$$

$$N_{II} = 0; \quad N_{III} = N_{IV} = 212{,}6 \text{ кН } (66{,}8 \text{ кН});$$

$$Q_{IV} = 8{,}5 \text{ кН } (2{,}67 \text{ кН}).$$

Нагружение 4 — вертикальная нагрузка D_{min} действует на колонну по оси А, а нагрузка D_{max} — на колонну по оси Б. Усилия в колонне по оси А равны усилиям в колонне по оси Б при нагружении 3 с противоположными знаками и наоборот.

Нагружение 5 — горизонтальная нагрузка P_{br} действует на колонну по оси А слева направо. Учитывая смещение верхних узлов и пространственную работу всего каркаса, по формулам (6.77), (6.218) и (6.219) вычисляют опорные реакции, а затем усилия в расчетных сечениях колонн (в скобках даны усилия от длительной части нагрузки); $k_9 = 0{,}659\ (1 - 0{,}353 + 0{,}2243) = 0{,}574$;

в колонне по оси А

$$R_B = X_1 = 27 \cdot 0{,}574 \left(1 - \frac{1}{2 \cdot 1{,}75}\right) =$$

$$= 11{,}07 \text{ кН } (3{,}49 \text{ кН}); \quad M_{II} = M_{III} =$$

$$= -11{,}07 \cdot 4{,}5 + 27{,}0\,(4{,}5 - 3{,}1) =$$

$$= -12{,}02 \text{ кН} \cdot \text{м } (-3{,}81 \text{ кН} \cdot \text{м}); \quad M_{IV} =$$

$$= -11{,}07 \cdot 12{,}75 + 27{,}0\,(12{,}75 - 3{,}1) =$$

$$= 119{,}41 \text{ кН} \cdot \text{м } (37{,}53 \text{ кН} \cdot \text{м}); \quad N_{II} = N_{III} =$$

$$= N_{IV} = 0; \quad Q_{IV} = -11{,}07 + 27{,}0 =$$

$$= 15{,}93 \text{ кН } (5{,}01 \text{ кН});$$

в колонне по оси Б

$$R_B = X_2 = -27{,}0 \cdot \frac{0{,}574}{2 \cdot 1{,}75} =$$

$$= -4{,}43 \text{ кН } (-1{,}39 \text{ кН}); \quad M_{II} = M_{III} =$$

$$= 4{,}43 \cdot 4{,}5 = 19{,}94 \text{ кН} \cdot \text{м } (6{,}26 \text{ кН} \cdot \text{м});$$

$$M_{IV} = 4{,}43 \cdot 12{,}75 =$$

$$= 56{,}48 \text{ кН} \cdot \text{м } (17{,}72 \text{ кН} \cdot \text{м}); \quad N_{II} = N_{III} =$$

$$= N_{IV} = 0; \quad Q_{IV} = 4{,}43 \text{ кН } (1{,}39 \text{ кН}).$$

Моменты в точке приложения сил P_{br} или $P_{br,t}$: $M = -11{,}07 \cdot 3{,}1 = -34{,}32$ кН · м ($-10{,}82$ кН · м).

При действии сил P_{br} и $P_{br,t}$ справа налево все усилия меняют знаки.

Нагружение 6 — тормозная сила P_{br} действует на колонну по оси Б слева направо. Усилия в колонне по оси А равны усилиям в колонне по оси Б при нагружении 5 и наоборот. При действии тормозных сил справа налево все усилия меняют знаки.

Нагружение 7 — ветровая нагрузка действует слева направо. По формулам (6.80) и (6.221) находят усилия в ригеле:

$$k_{12} = 0{,}659\,[3\,(1 + 0{,}353 \cdot 0{,}2928) +$$

$$+ 4 \cdot 0{,}2243\,(1 + 0{,}353)] = 2{,}981; \quad X_1 = X_2 =$$

$$= 0{,}5 \left[18{,}88 + \frac{1}{8}\, 12{,}75 \cdot 2{,}981\,(3{,}05 - 2{,}29)\right] =$$

$$= 11{,}25 \text{ кН}.$$

Расчетные усилия в колонне по оси А:

$$M_{II} = M_{III} = 0{,}5 \cdot 3{,}05 \cdot 4{,}5^2 +$$

$$+ (18{,}88 - 11{,}25)\,4{,}5 = 65{,}22 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

Таблица 9.9. **Расчетные усилия в колонне по оси А**

а) усилия

Сечение	Вид усилия	Значения усилий				
		постоянных	временно: снеговой		временно: крановой	
			P_{sn}	$P_{sn,l}$	вертикальной по оси А: D_{max}	вертикальной по оси А: $D_{max,l}$
		1	2а	2б	3а	3б
						При
		1,1	1,4	1,4	1,1	1,1
II—II	*M*	+67,79	+30,82	+15,41	−61,52	−19,31
	N	587,9	215,5	107,7	0	0
III—III	*M*	−89,43	−44,61	−22,3	+190,7	+59,9
	N	726,6	215,5	107,7	720,6	226,3
IV—IV	*M*	−32,51	−27,61	−13,81	+77,92	+24,51
	N	916,4	215,5	107,7	720,6	226,3
	Q	+17,39	+2,06	+1,03	−13,67	−4,29
						При
IV—IV	*M*	−29,55	−19,72	−9,86	+70,84	+22,28
	N	833,1	153,9	76,9	655,1	205,7
	Q	+15,81	+1,47	+0,74	−12,43	−3,9

б) сочетания усилий

Сечение	Вид усилия	Основные расчетные сочетания усилий					
		первое ($\gamma_c = 1$)			второе ($\gamma_c = 0{,}9$)		
		M_{max}	M_{min}	N_{max}	M_{max}	M_{min}	N_{max}
		При $\gamma_f > 1$					
II—II		1 + 2б + 7	1 + 3б + + 5б + 8	1 + 2а	1 + 2а + 7	1 + 3а + +5а + 8	—
	M	+148,42	−29,14	+98,61	+154,23	−64,83	—
	N	695,6	587,9	803,4	781,9	587,9	—
III—III		1 + 3а + + 5а	1 + 2б + 8	1 + 2б + + 3а + 5а	1 + 3а + + 5а + 7	1 + 2а + 8	1 + 2а + + 3а + + 5а + 7
	M	+113,29	−185,54	+90,99	+151,72	−196,01	111,57
	N	1447,2	834,3	1554,9	1375,1	920,6	1569,1
IV—IV		1 + 3б + + 5б + 7	1 + 2б — + 4б + + 6б + 8	1 + 2б + + 3а + 5а	1 + 3а + + 5а + 7	1 + 2а + + 4а + + 6а + 8	1 + 2а + + 3а + + 5а + 7

и их сочетания (изгибающие моменты — в кН · м, силы — в кН) *

от нагрузок							
менных							
вой						ветровой	
кальной		горизонтальной					
по оси Б		по оси А		по оси Б		слева направо	справа налево
D_{max}	$D_{max,t}$	P_{br}	$P_{br,t}$	P_{br}	$P_{br,t}$		
4а	4б	5а	5б	6а	6б	7	8
γ_f							
1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,1	1,2	1,2
−38,25 0	−12,02 0	∓12,02 0	∓3,81 0	±19,94 0	±6,26 0	+65,22 0	−73,81 0
+36,16 212,6	+11,37 66,8	∓12,02 0	∓3,81 0	±19,94 0	±6,26 0	+65,22 0	−73,81 0
−33,97 212,6 −8,50	−10,66 66,8 −2,67	±119,41 0 ±15,93	±37,53 0 ±5,01	±56,48 0 ±4,43	±17,72 0 ±1,39	+345,19 0 +46,52	−329,57 0 −40,45
$\gamma_f = 1$							
−30,88 193,3 −7,73	−9,69 60,7 −2,43	±108,55 0 ±14,48	±34,02 0 ±4,55	±50,35 0 ±4,03	±16,11 0 ±1,26	+287,66 0 +38,77	−274,64 0 −33,71

Сечение	Вид усилия	Основные расчетные сочетания усилий					
		первое ($\gamma_c = 1$)			второе ($\gamma_c = 0{,}9$)		
		M_{max}	M_{min}	N_{max}	M_{max}	M_{min}	N_{max}
При $\gamma_f > 1$							
IV—IV	M	+374,72	−404,27	+151,31	+456,03	−435,38	+430,91
	N	1142,7	1090,9	1744,7	1564,9	1301,7	1758,9
	Q	+64,63	−26,09	+20,68	+61,29	−28,80	+63,15
При $\gamma_f = 1$							
IV—IV		1 + 3б + + 5б + 7	1 + 2б + + 4б + + 6б + 8	1 + + 2б + + 3а + 5а	1 + 3а + + 5а + 7	1 + 2а + + 4а + + 6а + 8	1 + 2а + + 3а + + 5а + 7
	M	+314,41	−339,85	+139,98	+390,80	−367,58	+373,35
	N	1038,8	970,7	1565,1	1422,7	1145,6	1561,2
	Q	+55,23	−20,85	+18,60	+52,55	−23,79	+53,87

* См. примечание к табл. 9.2.

$M_{IV} = 0,5 \cdot 3,05 \cdot 12,75^2 + (18,88 - 11,25) \times$
$\times 12,75 = 345,19$ кН · м; $N_{II} = N_{III} =$
$= N_{IV} = 0$; $Q_{IV} = 18,88 - 11,25 +$
$+ 3,05 \cdot 12,75 = 44,52$ кН.

То же, в колонне по оси Б

$M_{II} = M_{III} = 0,5 \cdot 2,29 \cdot 4,5^2 + 11,25 \cdot 4,5 =$
$= 73,81$ кН · м; $M_{IV} = 0,5 \cdot 2,29 \cdot 12,75^2 +$
$+ 11,25 \cdot 12,75 = 329,57$ кН · м; $N_{II} =$
$= N_{III} = N_{IV} = 0$; $Q_{IV} = 11,25 +$
$+ 2,29 \cdot 12,75 = 40,45$ кН.

Нагружение 8 — ветровая нагрузка действует справа налево. Усилия в колонне по оси А равны усилиям с обратными знаками в колонне по оси Б при нагружении 7 и наоборот.

Расчетные сочетания усилий. Величины расчетных усилий в сечениях колонны по оси А для разных сочетаний нагрузок, а также усилий, передаваемых колонной фундаменту, приведены в табл. 9.9. Рассмотрено два основных сочетания нагрузок: первое, включающее постоянные и длительные нагрузки, а также одну из кратковременных, и второе, включающее, кроме постоянных и длительных нагрузок, две или более кратковременных. Для первого сочетания кратковременные нагрузки включены без снижения, для второго эти нагрузки умножены на коэффициент сочетаний $\gamma_c = 0,9$.

В каждом сочетании нагрузок определены следующие комбинации усилий:

I — наибольший положительный момент M_{max} и соответствующая ему продольная сила;

II — наибольший отрицательный момент M_{min} и соответствующая ему продольная сила;

III — наибольшая продольная сила N_{max} и соответствующий ей момент.

Кроме того, для каждой комбинации усилий в сечении IV—IV вычислены величины поперечных сил, необходимые для расчета фундамента. В этом сечении расчетные значения всех усилий найдены как при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$, так и при $\gamma_f = 1$.

Учитывая, что колонны находятся в условиях внецентренного сжатия, в комбинацию усилий III включены и те нагрузки, которые увеличивают эксцентриситет продольной силы. Так, для сечения III—III (второе основное сочетание) кроме нагружений 1, 2а и 3а включены нагружения 5а и 7, при которых продольные силы отсутствуют, но возникают изгибающие моменты того же знака. Следовательно, в этом случае $N_{max} = 726,6 + 0,9\ (215,5 + 720,6 +$
$+ 0 + 0) = 1569,1$ кН; $M = -89,43 +$
$+ 0,9\ (-44,61 + 190,7 + 12,02 + 65,22) =$
$= 111,57$ кН · м.

Расчет и конструирование колонн. Бетон тяжелый класса *B*20, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении, $R_B =$
$= 11,5$ МПа, $R_{bt} = 0,965$ МПа, $R_{b,ser} =$
$= 15,0$ МПа, $R_{bt,ser} = 1,45$ МПа; $E_b =$
$= 26\,000$ МПа.

Продольная арматура класса А-II: $R_s =$
$= R_{sc} = 280$ МПа, $E_s = 210\,000$ МПа; $\alpha_s =$
$= 8,08$. Поперечная арматура класса А-I: $R_{sw} = 180$ МПа.

Расстояние от верха колонны до подкрановой консоли $H_2 = 4,5$ м $> H/3 = 12,75 : 3 =$
$= 4,25$ м. Следовательно, при необходимости учета влияния прогиба элемента на величину эксцентриситета продольной силы значение коэффициента η в расчетных сечениях II—II и III—III следует определять по формуле (3.10). В остальных сечениях $\eta = 1$.

Надкрановая часть колонны. Размеры прямоугольного сечения надкрановой части: $b =$
$= 0,5$ м; $h = 0,6$ м; $a = a' = 0,04$ м, следовательно $h_0 = 0,6 - 0,04 = 0,56$ м; $0,5h - a =$
$= 0,5 \cdot 0,6 - 0,04 = 0,26$ м; $\delta = 0,04 : 0,56 =$
$= 0,07$.

Сечение арматуры подбирают по усилиям в сечении II—II для трех комбинаций (см. табл. 9.9):

I комбинация ($\gamma_c = 0,9$) — $M_{max} =$
$= 154,23$ кН · м;
$N = 781,9$ кН;

II комбинация ($\gamma_c = 0,9$) — $M_{min} =$
$= -64,83$ кН · м;
$N = 587,9$ кН;

III комбинация ($\gamma_c = 1$) — $N_{max} = 803,4$ кН;
$M = 98,61$ кН · м.

Так как изгибающие моменты по абсолютной величине во всех комбинациях не очень отличаются друг от друга, надкрановую часть следует армировать симметрично ($A_s = A'_s$).

Расчетная длина надкрановой части колонны в плоскости изгиба (см. табл. 3.8): при учете крановых нагрузок $l_0 = 2 \times H_2 =$
$= 2 \cdot 4,5 = 9$ м; без учета $l_0 = 2,5\ H_2 =$
$= 2,5 \cdot 4,5 = 11,25$ м. Так как минимальная гибкость $l_0/h = 9,0 : 0,6 = 15 > 10$, необходимо учитывать влияние прогиба элемента на величину эксцентриситета продольной силы.

Последовательность расчета была изложена выше (см. расчет колонны по оси А многопролетной поперечной рамы). Исключение составляет подбор продольной арматуры. Так как здесь принято $A_s = A'_s$, сечение арматуры определяют по формуле (3.87) с учетом зависимостей (3.82), (3.89) и (3.90). Результаты приведены в табл. 9.10.

Количество продольной арматуры назначают в соответствии с конструктивными требованиями (см. табл. 6.1): $A_s = A'_s =$
$= 0,002bh = 0,002 \cdot 0,5 \cdot 0,6 = 0,0006$ м$^2 =$
$= 6$ см^2. Принимают с каждой стороны колонны 3 ∅ 16AII ($A_s = A'_s = 6,03$ см^2).

Расчетная длина надкрановой части колонны из плоскости изгиба (табл. 3.8) $l_0 =$
$= 1,5H_2 = 1,5 \cdot 4,5 = 6,75$ м. Так как гибкость из плоскости изгиба ($l_0/h = 6,75 : 0,6 =$
$= 11,25$) меньше, чем в плоскости изгиба ($l_0/h = 15$), расчет из плоскости изгиба можно не выполнять.

Проверяют необходимость расчета на действие поперечных сил. На колонну действует наибольшая поперечная сила $Q = 64{,}63$ кН (см. табл. 9.9). При $\gamma_{b2} = 0{,}9$ и $R_{bt} = 0{,}9 \cdot 0{,}965 = 0{,}869$ МПа получают:

$$\varphi_n = \frac{0{,}1 \cdot 0{,}6541}{0{,}869 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}56} = 0{,}269 < 0{,}5;$$

$$\varphi_{b3}(1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0 = 0{,}6\,(1 + 0{,}269) \times$$
$$\times 0{,}869 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}56 = 0{,}185 \text{ МН} =$$
$$= 185 \text{ кН} > Q = 64{,}63 \text{ кН}.$$

Расчет на действие поперечной силы не выполняют, а поперечное армирование назначают в соответствии с конструктивными требованиями.

Подкрановая часть колонны. Сечение колонны в подкрановой части состоит из двух ветвей. Высота всего сечения $h = 1{,}3$ м. Сечение ветви $b_b = 0{,}5$ м; $h_b = 0{,}25$ м, $a = a' = 0{,}03$ м, $h_0 = 0{,}22$ м, $\delta = a'/h_0 = 0{,}03 : 0{,}22 = 0{,}136$. Расстояние между осями ветвей $c = 1{,}05$ м. Расстояние между осями распорок $s = H_1/n = 8{,}25 : 4 = 2{,}06$ м.

Арматуру подбирают по наибольшим расчетным усилиям в сечении IV—IV. Так как колонна жестко заделана в фундаменте, при расчете принимают $\eta = 1$ (в опорном сечении эксцентриситет продольной силы не зависит от прогиба колонны).

Расчет в плоскости изгиба. Сначала рассчитывают колонну при комбинации усилий 1. Из табл. 9.9 выписывают усилия: от всех нагрузок, включая нагрузки малой суммарной продолжительности (крановую и ветровую), $M = 456{,}03$ кН · м, $N = 1564{,}9$ кН, $Q = 61{,}29$ кН; от всех нагрузок, но без нагрузок малой суммарной продолжительности (в данном случае только от постоянной), $M' = -32{,}51$ кН · м, $N' = 916{,}4$ кН.

Для определения коэффициента условий работы бетона находят моменты внешних сил относительно центра тяжести сечения растянутой (или наименее сжатой) арматуры в наружной ветви: $M_{II} = M + N\,(0{,}5h - a) = 456{,}03 + 1564{,}9\,(0{,}5 \cdot 1{,}3 - 0{,}03) = 1425{,}3$ кН · м; $M_1 = M' + N'\,(0{,}5h - a) = -37{,}16 + 874{,}9\,(0{,}5 \cdot 1{,}3 - 0{,}03) = 535{,}7$ кН · м. Так как $0{,}77\,M_{II} = 0{,}77 \times 1426{,}3 = 1098{,}2$ кН · м $> M_1 = 535{,}7$ кН · м, расчет ведут при $\gamma_{b2} = 1{,}1$.

Продольные усилия в ветвях колонны находят по формуле (6.85): в подкрановой ветви $N = 1564{,}9 : 2 + 456{,}03 : 1{,}05 = 1216{,}8$ кН; в наружной ветви $N = 1564{,}9 : 2 - 456{,}03 : 1{,}05 = 348{,}1$ кН.

Изгибающий момент в ветвях колонны вычисляют по формуле (6.59): $M = \pm 0{,}25 \cdot 61{,}29 \times 2{,}06 = \pm 31{,}56$ кН · м.

Ветви колонны испытывают действие разных по знаку, но одинаковых по величине изгибающих моментов, поэтому подбирают симметричное армирование ветвей.

Рассматривают вначале подкрановую ветвь колонны: $e_0 = 31{,}56 : 1167{,}0 = 0{,}026$ м; $e = 0{,}026 + 0{,}5 \cdot 0{,}25 - 0{,}03 = 0{,}121$ м.

Таблица 9.10. Результаты расчета надкрановой части колонны в сечении II-II

Вычисляемые величины	Единица измерения	Значения величин при комбинации усилий		
		I (M_{max})	II (M_{min})	III (N_{max})
		$\gamma_c = 0{,}9$		$\gamma_c = 1$
M	кН·м	+154,23	−64,83	+98,61
N	кН	781,9	587,9	803,4
M'	кН·м	+95,53	+67,79	+98,61
N'	кН	781,9	587,9	803,4
M_l	кН·м	+67,79	+67,79	+67,79
N_l	кН	587,9	587,9	587,9
$M_{II} = M_1$	кН·м	+357,52	−217,68	+307,49
$0{,}77M_{II}$	кН·м	+275,29	−167,62	+236,77
M_1	кН·м	+322,22	−85,06	+307,49
$\gamma_{b2}(\gamma_{bl})$	—	(0,94)	1,1	0,9
R_b	МПа	10,8	12,65	10,35
e_0	м	+0,197	−0,119	+0,123
l_0	м	11,25	9,0	11,25
δ	—	0,328	0,224	0,209
$M_{1,l}$	кН·м	+220,64	−85,06	+220,64
φ_l	—	1,62	1,39	1,72
$\alpha_s I_s \cdot 10^3$	м³	0,82	0,82	0,82
$I \cdot 10^3$	м⁴	9,0	9,0	9,0
N_{cr}	кН	3685,8	7530,6	4215,1
η	—	1,27	1,085	1,235
e	м	0,510	0,379	0,412
ξ_R	—	0,652	0,612	0,656
$\bar{\varphi}_n$	—	0,259	0,166	0,277
φ_n	—	0,235	0,112	0,204
$A_s = A'_s$	см²	1,11	−5,47	−3,85

Примечание. При определении N_{cr} принято $\mu_s = 0{,}005$.

По формулам (3.18) и (3.17):
$\omega = 0{,}85 - 0{,}008 \cdot 1{,}1 \cdot 11{,}5 = 0{,}749;$

$$\xi_R = \frac{0{,}749}{1 + \dfrac{280}{400}\left(1 - \dfrac{0{,}749}{1{,}1}\right)} = 0{,}612.$$

Для прямоугольного сечения ветви с симметричным армированием по формулам (3.82) и (3.89):

$$\bar{\varphi}_n = \frac{1{,}2168}{1{,}1 \cdot 11{,}5 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}22} = 0{,}874;$$

$$\varphi_n = \frac{1{,}2168 \cdot 0{,}121}{1{,}1 \cdot 11{,}5 \cdot 0{,}5 \cdot 0{,}22^2} = 0{,}481.$$

Поскольку $\bar{\varphi}_n = 0{,}874 > \xi_R = 0{,}612$, по формулам (3.91) и (3.80):

$$\alpha = \frac{0{,}481 - 0{,}874\,(1 - 0{,}5 \cdot 0{,}874)}{1 - 0{,}136} =$$
$$= -0{,}0128;$$

$$\xi = \frac{0{,}874\,(1 - 0{,}612) - 2 \cdot 0{,}0128 \cdot 0{,}612}{1 - 0{,}612 - 2 \cdot 0{,}0128} =$$
$$= 0{,}893.$$

К2
К1
К3
К4, К5
С4
С5
С9
С10
Риски
Риска
М1
М2
М3
М4
М5
М6
М7
d=50
I-I
II-II
III-III
IV-IV
V-V
VI-VI
VII-VII
VIII
шаг 150
шаг 500
шаг 140

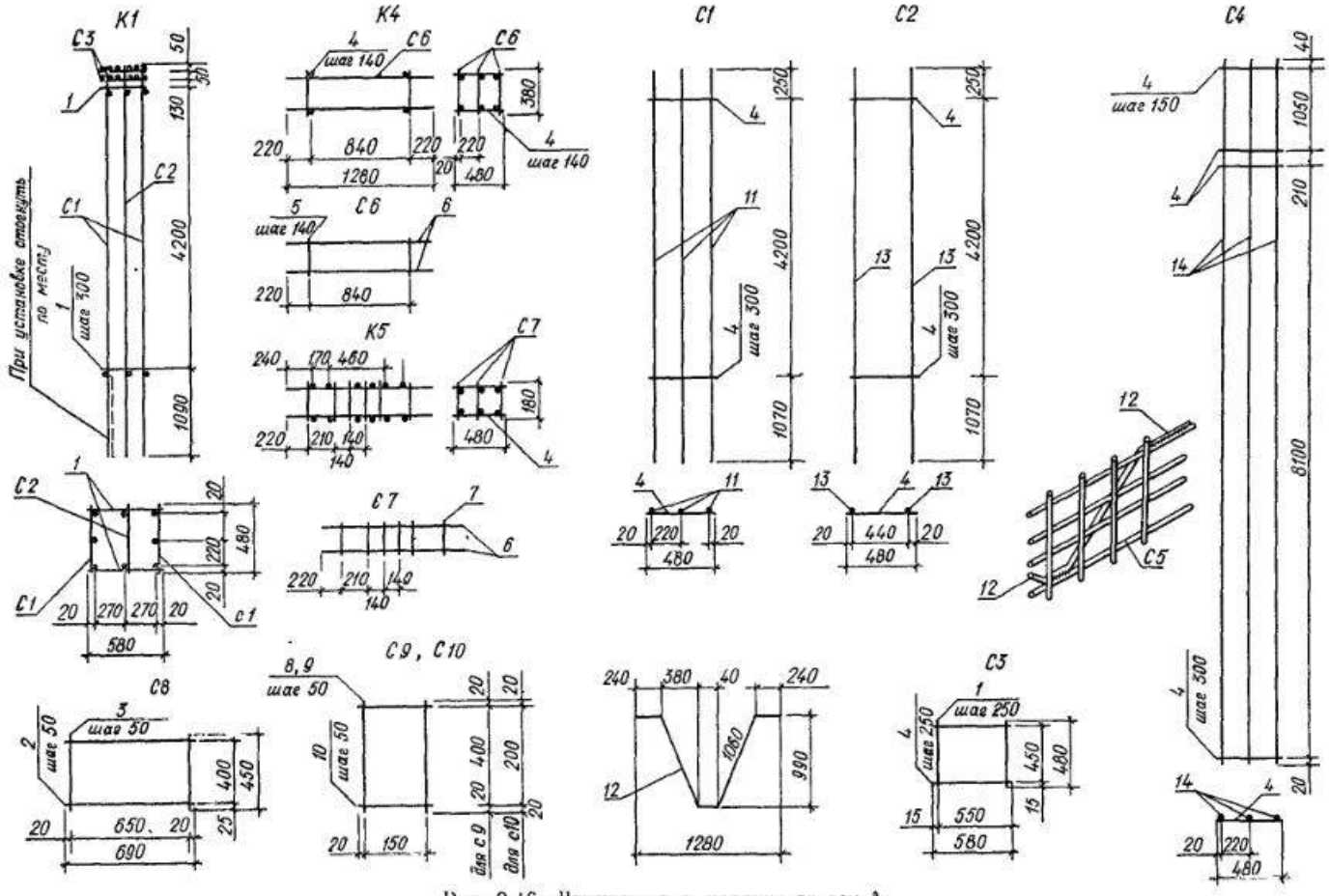


Рис. 9.16. Двухветвевая колонна по оси А.

Таблица 9.11. **Результаты расчета подкрановой части колонны в сечении IV—IV ($\gamma_c = 0,9$)**

Вычисляемые величины	Единица измерения	Значения величин при комбинации усилий		
		I (M_{max})	II (M_{min})	III (N_{max})
M	кН · м	456,03	—435,38	430,91
N	кН	1564,9	1301,7	1758,9
M'	кН · м	—32,51	—57,36	—57,36
N'	кН	916,4	1110,4	1110,4
M_{II}	кН · м	1426,3	—1242,4	1521,4
$0,77M_{II}$	кН · м	1098,2	—956,7	1171,5
M_I	кН · м	535,7	—745,8	631,1
γ_{b2}	—	1,1	1,1	1,1
Q	кН	61,29	—28,80	63,15
	Подкрановая ветвь			
N	кН	1216,8	236,2	1289,8
M	кН · м	+31,56	±14,83	±32,52
e_0	м	0,026	0,063	0,025
e	м	0,121	0,151	0,120
φ_n	—	0,974	0,170	0,927
φ_n	—	0,481	0,117	0,506
α	—	—0,0128	—	0,01
ξ	—	0,893	—	0,912
$A_s = A'_s$	см²	—0,76	—2,22	0,57
	Наружная ветвь			
N	кН	348,1	1065,5	469,1
M	кН · м	±31,56	±14,83	±32,52
e_0	м	0,091	0,014	0,069
e	м	0,186	0,109	0,164
φ_n	—	0,25	0,766	0,337
φ_n	—	0,212	0,379	0,251
α	—	—	—0,1084	—
ξ	—	—	0,961	—
$A_s = A'_s$	см²	—0,39	—6,92	—1,68

Требуемую площадь сечения арматуры вычисляют по формуле (3.88)

$$A_s = A'_s = \frac{1,1 \cdot 11,5 \cdot 0,5 \cdot 0,22}{280} \times$$

$$\times \frac{0,481 - 0,893\,(1 - 0,5 \cdot 0,893)}{1 - 0,136} =$$

$$= -0,000\,076 \text{ м}^2 < 0.$$

Для наружной ветви: $e_0 = 0,091$ м; $e = 0,186$ м; $\varphi_n = 0,250 < \xi_R = 0,612$; $\varphi_n = 0,212$; $A_s = A'_s = -0,000039$ м² < 0.

При комбинациях усилий II и III армирование ветвей определяют так же, как и для комбинации усилий I. Результаты вычислений приведены в табл. 9.11. Из нее следует, что продольную арматуру нужно назначать в соответствии с конструктивными требованиями: $A_s = A'_s = 0,002 \cdot 0,5 \cdot 0,25 = 0,00025$ м² $= 2,5$ см². Принимают с каждой стороны ветви (внутренней и наружной) 3⌀12AII ($A_s = A'_s = 3,39$ см²).

Определяют армирование промежуточной распорки. Размеры прямоугольного сечения распорки: $b_s = 0,5$ м; $h_s = 0,4$ м; $a = a' = 0,04$ м; $h_0 = 0,36$ м.

Наибольшая поперечная сила $Q = 64,63$ кН действует при комбинации усилий I и $\gamma_c = 1$ (см. табл. 9.9). Усилия в распорке вычисляют по формулам (6.91) и (6.92): $M_s = 0,5 \cdot 64,63 \times 2,06 = 66,57$ кН · м; $Q_s = 64,63 \times 2,06 : 1,05 = 126,8$ кН.

Так как эпюра моментов двузначная, принимают двойное симметричное армирование распорок. Следовательно,

$$A_s = A'_s = \frac{0,06\,657}{280\,(0,36 - 0,04)} =$$

$$= 0,000743 \text{ м}^2 = 7,43 \text{ см}^2.$$

Принимают 3 ⌀ 18AII ($A_s = A'_s = 7,63$ см²).

Проверяют прочность бетона по сжатой полосе между наклонными трещинами при $\varphi_w = 1$, $\gamma_{b2} = 0,9$; $R_b = 10,35$ МПа и $\varphi_{b1} = 1 - 0,01 \cdot 10,35 = 0,897$. Тогда по формуле (3.259) получают $Q_s = 0,1268$ МН $< 0,25 \times 1 \cdot 0,897 \cdot 10,35 \cdot 0,5 \cdot 0,36 = 0,418$ МН.

Так как условие (3.259) выполняется, размеры сечения достаточны.

Затем проверяют необходимость поперечного армирования. Принимают пролет распорки равным расстоянию в свету между распорками, т. е. $l = 0,8$ м. При $R_{bt} = 0,869$ МПа, $\varphi_n = 0$ и $c = 0,25l = 0,25 \cdot 0,8 = 0,2$м $Q_{bu} = 1,5\,(1 + 0) \cdot 0,869 \cdot 0,5 \cdot 0,36^2 : 0,2 = 0,4223$ МН $> 2,5R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 0,869 \times 0,5 \cdot 0,36 = 0,391$ МН.

Принимают $Q_{bu} = 0,391$ МН и проверяют условие (3.276). Так как оно выполняется, поперечное армирование по расчету не требуется. Верхнюю (подкрановую) распорку армируют в соответствии с конструктивными требованиями.

Расчет из плоскости изгиба. Расчетная длина и гибкость подкрановой части колонны из плоскости изгиба: $l_0 = 0,8H_1 = 0,8 \cdot 8,25 = 6,6$ м; $l_0/h = 6,6/0,5 = 13,2$; то же в плоскости изгиба: $l_0 = 1,5H_1 = 1,5 \times 8,25 = 12,375$ м; $l_0/h = 12,375/1,3 = 9,52 < 13,2$. Следовательно, необходим расчет из плоскости изгиба.

На подкрановую часть колонны в сечении III—III действуют наибольшие продольные силы (см. табл. 9.9) при $\gamma_c = 0,9$: от всех нагрузок $N = 1569,1$ кН, от постоянных нагрузок $N_l = 726,6$ кН.

Дальнейший расчет ведут в порядке, изложенном выше (см. «Поперечная рама многопролетного здания. Расчет и конструирование колонн»):

$$e_0 = e_a = 0,0167 \text{ м}; \quad \varphi_l = 1 + \frac{726,6}{1569,1} =$$

$$= 1,463; \quad \delta = \frac{0,0167}{0,5} = 0,0334 <$$

$$< \delta_{min} = 0,248 \text{ (см. табл. 3.3).}$$

Принимают

$$\delta = \delta_{min} = 0,248; \quad \alpha_s\mu_s =$$

$$= 8,08 \frac{(3,39 \cdot 10^{-4} + 3,39 \cdot 10^{-4})}{3 \cdot 0,5 \cdot 0,25} 0,0146;$$

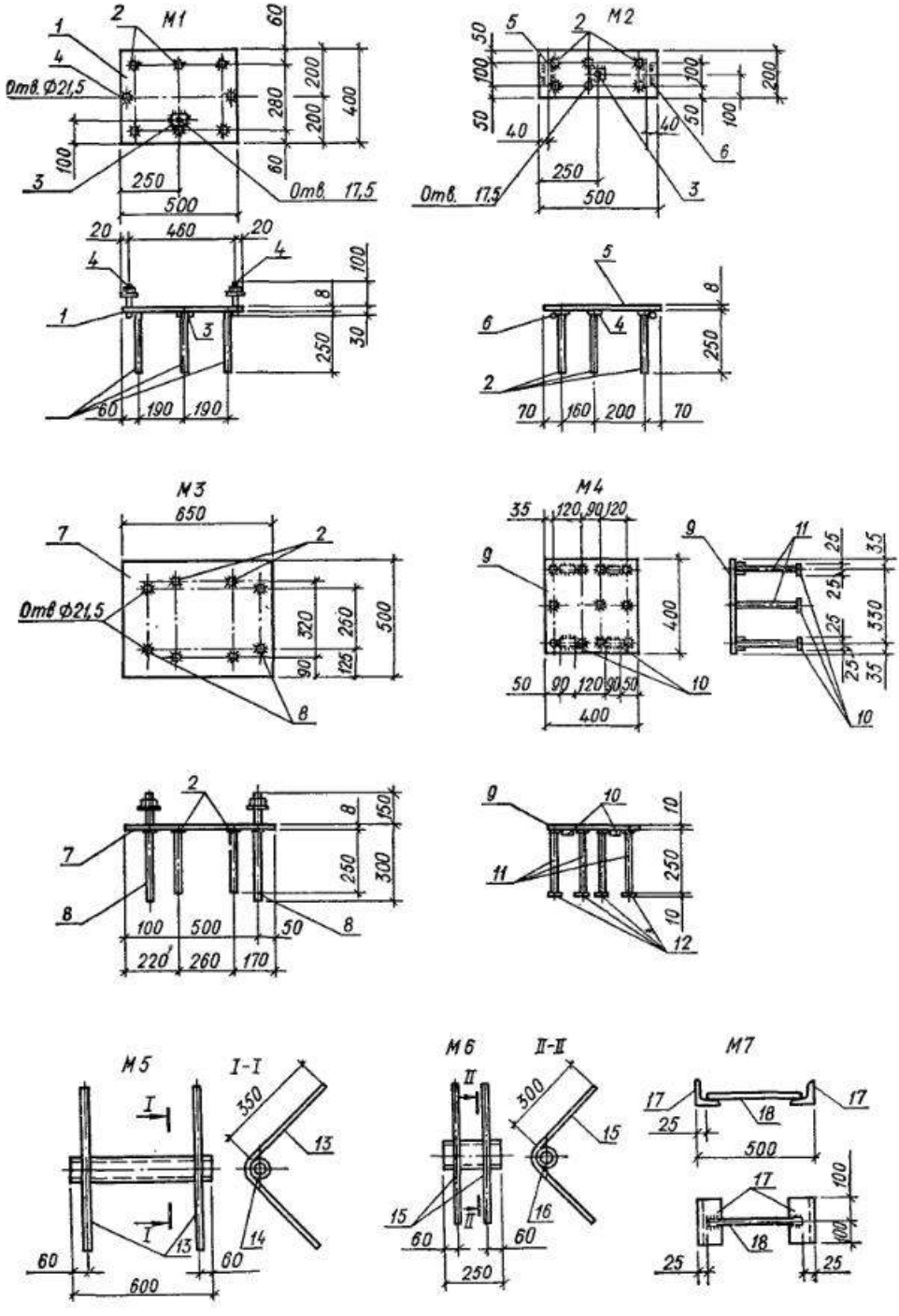


Рис. 9.17. Закладные детали к двухветвевой колонне по оси А.

$$N_{cr} = \frac{1{,}6 \cdot 26\,000\,(0{,}25 + 0{,}25)\,0{,}5}{13{,}2^2} \times$$

$$\times \left[\frac{\left(\frac{0{,}11}{0{,}1 + 0{,}248} + 0{,}1 \right)}{3 \cdot 1{,}463} + 0{,}0146 \times \right.$$

$$\left. \times \left(1 - \frac{2 \cdot 0{,}03}{0{,}5} \right)^2 \right] = 6{,}33 \text{ МН} = 6330 \text{ кН};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{1569{,}1}{6330}} = 1{,}33; \quad e = 0{,}0167 \times$$

$$\times 1{,}33 + 0{,}5 \cdot 0{,}5 - 0{,}03 = 0{,}242 \text{ м}.$$

По формуле (3.78)

$$x = \frac{1569{,}1 \cdot 10^3}{10{,}35 \cdot 10^6\,(0{,}25 + 0{,}25)} = 0{,}303 \text{ м}.$$

Так как $x = 0{,}303$ м $< \xi_R h_0 = 0{,}656 \times$ $\times 0{,}47 = 0{,}308$ м, $\xi_R = 0{,}656$ (см. формулу (3.17)), прочность сечения проверяют из условия (3.79), учитывая только арматуру, расположенную у растянутой и сжатой граней колонны: $A_s = A'_s = 4{,}52$ см^2 (4$\varnothing$12AII). В результате $Ne = 1569{,}1 \cdot 0{,}242 = 379{,}7$ кН · м. Так как 379,7 кН · м $<$ 10,35 (0,25 + + 0,25) 0,303 (0,47 — 0,5 · 0,303) + 280 $\times$ $\times 4{,}52 \cdot 10^{-4} \cdot (0{,}47 - 0{,}03) = 0{,}555$ МН $\times$ $\times$ м $= 555$ кН · м, прочность колонны из плоскости изгиба обеспечена. Колонна показана на рис. 9.16, закладные детали к ней — на рис. 9.17.

Фундамент под колонну здесь не рассматриваем, так как его проектирование ничем не отличается от рассмотренного ранее (см. расчет многопролетной поперечной рамы).

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

1. *Байков В. Н.* Железобетонные конструкции: Общ. курс.— М. : Стройиздат, 1976.— 782 с.
2. *Бачинский В. Я., Манискевич Е. С.* Прочность и устойчивость железобетонных рам.— В кн.: Несущая способность и деформативность железобетонных конструкций. К. : Вища шк. Головное изд-во, 1978, с. 3—11.
3. Бетонные и железобетонные конструкции. СНиП 2.03.01—84.— М., 1984 — 89 с.
4. *Бычков Д. В.* Формулы и графики для расчета рам.— М. : Госстройиздат, 1957.— 194 с.
5. *Вайнберг Д. В.* Справочник по прочности, устойчивости и колебаниям пластин.— К. : Будівельник, 1973.— 488 с.
6. *Васильев П. И., Кононов Ю. И., Чирков Я. Н.* Железобетонные конструкции гидротехнических сооружений.— Киев — Донецк : Вища шк. Головное изд-во, 1982.— 318 с.
7. *Геммерлинг А. В.* Расчет стержневых систем.— М. : Стройиздат, 1974.— 207 с.
8. *Голышев А. Б.* О материалах второго Всесоюзного совещания по проблемам ползучести и усадки бетона.— Бетон и железобетон, 1977, № 3, с. 25—27.
9. *Горбунов-Посадов М. И.* Расчет конструкций на упругом основании — М. : Стройиздат, 1973.— 626 с.
10. ГОСТ 21.501—80. Архитектурные решения. Рабочие чертежи.— Введ. 01.07.81.
11. ГОСТ 25192—82. Бетоны. Классификация и общие технические требования.— Введ: 01.01.83.
12. ГОСТ 10180—78. Бетоны. Методы определения прочности на сжатие и растяжение.— Введ. 01.01.80.
13. ГОСТ 21.503—80. Конструкции бетонные и железобетонные. Рабочие чертежи.— Введ. 01.07.81.
14. ГОСТ 8478—81. Сетки сварные для железобетонных конструкций. Технические условия.— Введ. 01.01.83.
15. ГОСТ 23279—78. Сетки сварные из стержневой арматуры диаметром до 40 мм. Общие технические условия.— Введ. 01.07.79.
16. ГОСТ 21.502—78. Схемы расположения элементов сборных конструкций.— Введ. 01.07.79.
17. *Дубинский А. М.* Расчет несущей способности железобетонных плит.— К. : Госстройиздат УССР, 1961.— 181 с.
18. *Дыховичный А. А.* Статически неопределимые железобетонные конструкции.— К. : Будівельник, 1978.— 108 с.
19. *Железобетонные* конструкции: Расчет и конструирование / И. И. Улицкий, С. А. Ривкин, М. В. Самолетов и др.— К. : Будівельник, 1973.— 992 с.
20. *Жемочкин В. Н., Синицын А. П.* Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании.— М. : Стройиздат, 1982.— 239 с.
21. Жилые здания: СНиП II-Л, 1-71*.— М., 1978.— 32 с.
22. Защита строительных конструкций от коррозии: СНиП II-28-73*.— М., 1976.— 20 с.
23. Каменные и армокаменные конструкции: СНиП II-22-81.— М., 1983.— 40 с.
24. *Карпенко Н. И.* Теория деформирования железобетона с трещинами.— М. : Стройиздат, 1976.— 208 с.
25. *Клепиков С. Н.* Расчет конструкций на упругом основании.— К. : Будівельник, 1967.— 187 с.
26. *Корноухов Н. В.* Прочность и устойчивость упругих систем.— М. : Госстройиздат, 1949.— 377 с.
27. *Лопатто А. Э.* Справочник по проектированию элементов железобетонных конструкций.— К. : Вища шк. Головное изд-во, 1978.— 255 с.
28. *Методические* рекомендации по определению жесткости железобетонных элементов/НИИСК Госстроя СССР.— К., 1984.— 42 с.
29. *Методические* рекомендации по определению ширины раскрытия трещин в железобетонных элементах / НИИСК Госстроя СССР.— К., 1982.— 27 с.
30. *Методические* рекомендации по учету влияния ползучести бетона при расчете железобетонных стержневых систем / НИИСК Госстроя СССР.— К., 1981.— 72 с.
31. *Нагрузки* и воздействия: СНиП II-6-74.— М., 1976.— 57 с.
32. *Новое* в проектировании бетонных и железобетонных конструкций / А. А. Гвоздев, С. А. Дмитриев, Ю. П. Гуща и др.; Под ред. А. А. Гвоздева.— М. : Стройиздат, 1978.— 262 с.
33. *Общественные* здания и сооружения. Общая часть: СНиП II-Л.2-72*.— М., 1978.— 20 с.
34. *Основания* зданий и сооружений: СНиП II-15-74.— М., 1975.— 64 с.

35. *Перечень* единиц физических величин, подлежащих применению в строительстве: СН 528-80.— М., 1981.— 32 с.
36. *Проектирование* и изготовление сборно-монолитных конструкций / Под ред. А. Б. Голышева.— К. : Будівельник, 1982.— 152 с.
37. *Производственные* здания промышленных предприятий: СНиП II-90-81.— М., 1982.— 14 с.
38. *Руководство* по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения) / Ленингр. Промстройпроект, ЦНИИПромзданий, НИИЖБ.— М. : Стройиздат, 1978.— 174 с.
39. *Руководство* по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из бетонов на пористых заполнителях / НИИЖБ.— М. : Стройиздат, 1978.— 87 с.
40. *Руководство* по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения) / ЦНИИПромзданий, НИИЖБ.— М. : Стройиздат, 1977.— 328 с.
41. *Руководство* по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из ячеистых бетонов / НИИЖБ, ЦНИИСК.— М. : Стройиздат, 1977.— 105 с.
42. *Руководство* по проектированию железобетонных конструкций с безбалочными перекрытиями / НИИЖБ, ЦНИИПромзданий, Урал. Промстройниипроект.— М. : Стройиздат, 1979.— 62 с.
43. *Руководство* по проектированию каменных и армокаменных конструкций / ЦНИИСК.— М. : Стройиздат, 1974.— 182 с.
44. *Руководство* по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона / ЦНИИПромзданий, НИИЖБ.— М. : Стройиздат, 1977.— 287 с.
45. *Руководство* по проектированию свайных фундаментов / НИИОСП им. Н. М. Герсеванова.— М. : Стройиздат, 1980.— 151 с.
46. *Руководство* по проектированию фундаментов на естественном основании под колонны зданий и сооружений промышленных предприятий / Ленингр. Промстройпроект.— М. : Стройиздат, 1978.— 107 с.
47. *Руководство* по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций / НИИЖБ.— М. : Стройиздат, 1975.— 192 с.
48. *Руководство* по технологии изготовления предварительно напряженных железобетонных конструкций / НИИЖБ.— М. : Стройиздат, 1975.— 190 с.
49. *Сваи* и свайные фундаменты / Н. С. Метелюк, Г. Ф. Шишко, А. Б. Соловьева, В. В. Грузинцев.— К. : Будівельник, 1977.— 256 с.
50. Свайные фундаменты: СНиП II-17-77.— М., 1978.— 48 с.
51. *Симвулиди И. А.* Расчет инженерных конструкций на упругом основании.— М. : Высш. шк., 1978.— 480 с.
52. *Справочник* по производству сборных железобетонных изделий / Г. И. Бердичевский, А. П. Васильев, Ф. М. Иванов и др.; Под ред. К. В. Михайлова, А. А. Фоломеева.— М. : Стройиздат, 1982.— 440 с.
53. *Стальные* конструкции: СНиП II-23-81.— М., 1982.— 93 с.
54. *Строительная* климатология и геофизика: СНиП 2.01.01-82.— М., 1983.— 319 с.
55. *Строительная* теплотехника: СНиП II-3-79*.— М., 1982.— 40 с.
56. Строительство в сейсмических районах: СНиП II-7-81.— М., 1982.— 48 с.
57. СТ СЭВ 1001—78. Модульная координация размеров в строительстве. Основные положения.— М., 1979,— с. 24.
58. *Тимошенко С. П., Войновский-Кригер С.* Пластины и оболочки.— М. : Физматгиз, 1963.— 635 с.
59. *Шадурский В. Л.* Таблицы для расчета упругих прямоугольных плит.— М. : Стройиздат, 1976.— 152 с.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие 3

РАЗДЕЛ I. РАСЧЕТ И КОНСТРУИРОВАНИЕ БЕТОННЫХ И ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ И КОНСТРУКЦИЙ

Глава 1. Общие данные 11

Указания по проектированию конструкций 11
Унификация конструкций зданий . . . 11
Производственные здания 12
Жилые и общественные здания 17
Унифицированные нагрузки 20
Деформационные швы 21
Материалы для бетонных и железобетонных конструкций 22
Бетон 22
Арматура 33

Глава 2. Основные расчетные положения. Определение напряжений в предварительно напряженных элементах 43

Основные расчетные положения . . . 43
Определение напряжений в предварительно напряженных элементах . . 48
Предварительные напряжения в напрягаемой арматуре, принимаемые в расчете 48
Усилия предварительного обжатия бетона 53
Напряжения в бетоне 54
Контролируемые напряжения в напрягаемой арматуре 55
Уточненный метод определения потерь напряжений от ползучести и усадки бетона 58

Глава 3. Расчет бетонных и железобетонных элементов по предельным состояниям первой группы 62

Общие указания 62
Расчет бетонных элементов по прочности 62
Внецентренно-сжатые элементы 62
Изгибаемые элементы 66
Расчет железобетонных элементов по прочности 67
Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента 67
Расчет по прочности сечений, наклонных к продольной оси элемента 115
Расчет по прочности пространственных сечений (элементы, работающие на кручение с изгибом) 132
Расчет железобетонных элементов на местное действие нагрузки 144
Местное сжатие 144
Продавливание 147
Отрыв 149
Расчет закладных деталей и соединений элементов 150
Закладные детали 150
Стыки сборных колонн 157
Бетонные шпонки 161
Расчет железобетонных элементов на выносливость 162
Выносливость сечений, нормальных к продольной оси элемента 162
Выносливость сечений, наклонных к продольной оси элемента . . . 167
Коэффициенты условий работы; коэффициент асимметрии цикла . . . 168

Глава 4. Расчет железобетонных элементов по предельным состояниям второй группы 169

Расчет по образованию трещин 169
Образование трещин, нормальных к продольной оси элемента . 169
Образование трещин, наклонных к продольной оси элемента 176
Расчет по раскрытию трещин 180
Раскрытие трещин, нормальных к продольной оси элемента . . . 181
Раскрытие трещин, наклонных к продольной оси элемента . . 188
Уточненный метод расчета ширины раскрытия трещин 189
Расчет по закрытию трещин 192
Закрытие трещин, нормальных к продольной оси элемента . . . 192
Закрытие трещин, наклонных к продольной оси элемента 194
Расчет по деформациям 194
Кривизна элементов на участках без трещин в растянутой зоне 194
Кривизна элементов на участках с трещинами в растянутой зоне . . 197
Прогибы 202
Продольные деформации 206
Уточненный метод расчета кривизны 207

Глава 5. Основные указания по конструированию 210

Общие положения 210
Арматурные изделия 210

Отдельные арматурные стержни 211
Сетки 217
Каркасы 224
Канаты, пучки 229
Расположение арматуры 230
Защитный слой бетона 230
Минимальные расстояния между стержнями арматуры 232
Соединения и стыки арматуры 233
Сварные соединения 233
Стыки арматуры внахлестку (без сварки) 238
Анкеровка арматуры 242
Анкеровка ненапрягаемой арматуры 242
Анкеровка напрягаемой арматуры 245
Усиление концов предварительно напряженных элементов 247

Глава 6. Статический расчет и конструирование несущих элементов зданий 249

Общие положения 249
Фундаменты 252
Общие положения 252
Отдельные фундаменты 254
Ленточные фундаменты 264
Сплошные плитные фундаменты 273
Колонны 274
Конструирование колонн . . . 274
Косвенное армирование 278
Дополнительные указания по конструированию двухветвевых колонн 278
Конструирование коротких консолей 280
Расчет колонн 281
Балки 288
Конструирование балок 288
Дополнительные указания по армированию балок 295
Расчет балок 296
Плиты 306
Конструирование плит 306
Дополнительные указания по армированию плит 313
Расчет плит 314
Рамы 327
Расчет рам 327
Конструирование рам 362
Особенности конструирования элементов сборных железобетонных конструкций 365
Общие положения 365
Стыки сборных элементов 365
Закладные детали 369
Приспособления для строповки 374
Особенности конструирования железобетонных конструкций, подверженных воздействию динамических нагрузок . . . 377

РАЗДЕЛ II. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА И КОНСТРУИРОВАНИЯ

Глава 7. Перекрытия 379
Монолитное ребристое перекрытие с балочными плитами 379
Сборное безбалочное перекрытие . . . 404
Глава 8. Покрытия 421
Предварительно напряженная ребристая плита покрытия 421
Предварительно напряженная двускатная балка покрытия 432
Глава 9. Одноэтажные производственные здания 449
Поперечная рама многопролетного здания 449
Поперечная рама однопролетного здания 477
Список литературы 493

П79 **Проектирование** железобетонных конструкций. Справоч. пособие / А. Б. Голышев, В. Я. Бачинский, В. П. Полищук и др.; Под ред. А. Б. Голышева.— К. : Будівельник, 1985.— 496 с., ил.— Библиогр.: с. 493—494.

В пособии систематизированы методы расчета и конструирования элементов и конструкций из обычного и предварительно напряженного железобетона на все виды воздействий.

Для сложных расчетов предложена рациональная последовательность выполнения операций. Даны примеры расчета и конструирования железобетонных конструкций различных типов зданий и сооружений, необходимые графики, таблицы и другие вспомогательные материалы, облегчающие работу проектировщиков. Составлено на основании новых действующих нормативных материалов. Предназначено для инженерно-технических работников проектных и строительных организаций.

$\Pi \frac{3202000000\text{-}069}{М203(04)\text{-}85}$ 22.85

38.53-02я2