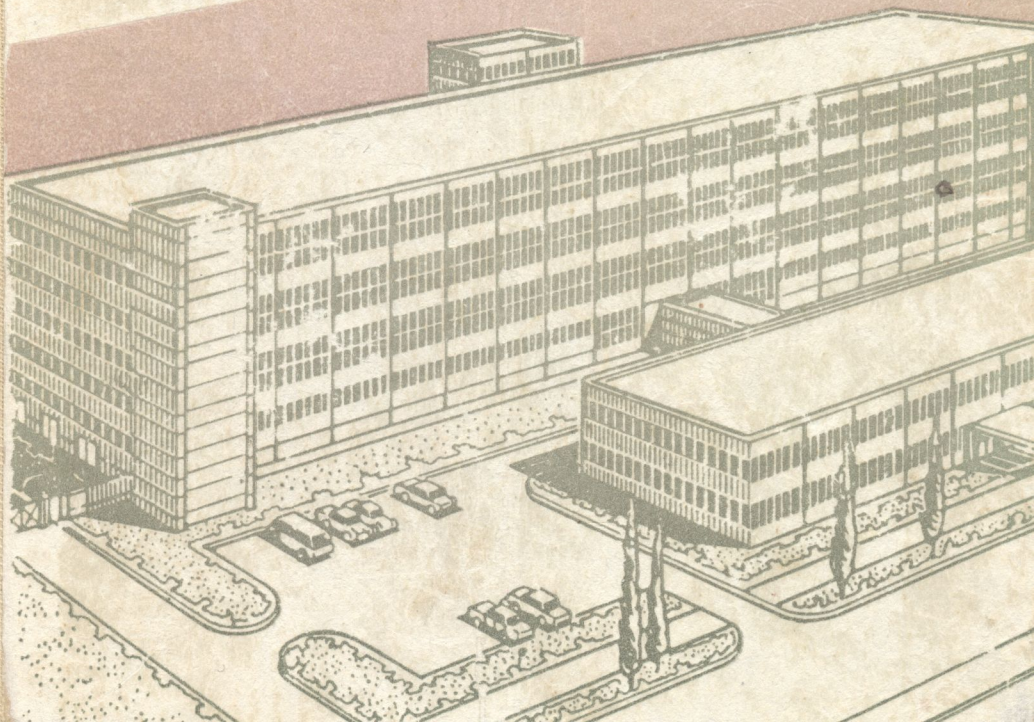


52-100
ЖСБ

ЖЕЛЕЗО- БЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

КУРСОВОЕ
И ДИПЛОМНОЕ
ПРОЕКТИРОВАНИЕ

Железобетонные конструкции с обычным и предварительно напряженным армированием широко применяются при строительстве зданий и инженерных сооружений



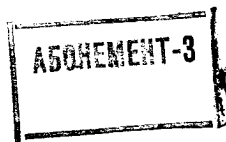
1244-105

ЖЕЛЕЗО- БЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

КУРСОВОЕ
И ДИПЛОМНОЕ
ПРОЕКТИРОВАНИЕ

Под редакцией
доктора технических наук,
профессора
А. Я. БАРАШИКОВА

Допущено Министерством высшего
и среднего специального
образования УССР
в качестве учебного пособия
для студентов
вузов, обучающихся
по специальности
«Промышленное и гражданское
строительство»



КИЕВ
ГОЛОВНОЕ ИЗДАТЕЛЬСТВО
ИЗДАТЕЛЬСКОГО ОБЪЕДИНЕНИЯ
«ВИЩА ШКОЛА»
1987

624(045)

38.53—02я73

Ж51

УДК 624.012.45(07)

Железобетонные конструкции: Курсовое и дипломное проектирование / Под ред. А. Я. Барашикова.— К. : Вища шк. Головное изд-во, 1987.— 416 с.

В учебном пособии даны основные сведения по компоновке конструктивных схем поперечников одноэтажных промышленных зданий. Изложены примеры расчета железобетонных конструкций одноэтажного промышленного здания с тремя пролетами по 18 м и с шагом крайних колонн 6 м, а средних 12 м. Рассмотрены примеры расчета конструкций того же здания при шаге крайних и средних колонн 12 м, а также расчет конструкций одноэтажного промышленного здания пролетом 36 м. Приведены конструктивная схема поперечника многоэтажного здания и примеры расчета элементов междуэтажного перекрытия, колонн и фундаментов в сборном железобетоне.

Нормативные материалы даны по состоянию на 01.01.86.

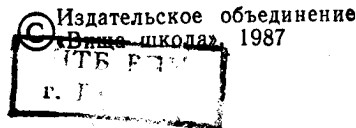
Предназначено для студентов вузов, обучающихся по специальности «Промышленное и гражданское строительство».

Табл. 63. Ил. 139. Библиогр.: 16 назв.

Рецензенты: доктора технических наук, профессора Р. Л. Маилян (Ростовский инженерно-строительный институт) и А. Л. Шагин (Харьковский инженерно-строительный институт)

Редакция литературы по строительству и архитектуре
Зав. редакцией В. В. Гаркуша

Ж $\frac{3202000000-215}{M211(04)-87}$ 251—87



При строительстве зданий и инженерных сооружений широко применяются сборные железобетонные конструкции с обычным и предварительно напряженным армированием. Проектирование указанных конструкций представляет собой комплекс расчетов и графических работ, включающих изготовление, транспортирование и эксплуатацию конструкций.

Задачи, поставленные Коммунистической партией перед строительной индустрией, требуют дальнейшего снижения стоимости строительства путем применения более совершенных, предварительно напряженных конструкций, применение которых позволяет достигнуть экономии материалов, снижения веса, увеличения жесткости, трещиностойкости и долговечности элементов.

Одним из условий снижения сметной стоимости строительных объектов является экономичное проектирование. Вопросы проектирования железобетонных конструкций регламентированы СНиП 2.03.01-84 и освещены в руководствах по проектированию железобетонных конструкций, учебниках и монографиях. Однако в перечисленных изданиях приводятся расчеты только отдельных элементов плит, балок, колонн, не связанных конструктивно с перекрытием, покрытием или рамой поперечника здания, а при проектировании это не дает полного представления о работе конструкций в целом, взаимной увязке элементов, конструктивных решениях узлов и стыков сооружения.

Опыт показывает, что отсутствие методики проектирования железобетонных зданий и сооружений в целом отрицательно сказывается на учебном процессе, курсовом и дипломном проектировании, а также на работе выпускников вузов на производстве.

Поэтому кафедрой железобетонных конструкций Киевского инженерно-строительного института разработаны примеры расчета железобетонных конструкций одноэтажных и многоэтажных промышленных зданий с учетом их взаимной увязки в конструктивной схеме поперечника.

В первых трех главах учебного пособия изложены вопросы компоновки конструктивных схем поперечников одноэтажных промышленных зданий. Приведены исходные данные для проектирования, выполнен статический расчет всех конструкций поперечника здания. Рассмотрены основные варианты конструктивного решения покрытий

колонн, подкрановых балок и фундаментов с шагом колонн 6 и 12 м. Выполнен расчет однопролетного здания пролетом 36 м, запроектированы арка пролетом 36 м и двухветвенная колонна.

Четвертая глава посвящена проектированию многоэтажных зданий. Освещены вопросы компоновки зданий и исходные данные для проектирования. Приведены примеры проектирования многоэтажного здания с полным каркасом из сборных железобетонных конструкций, использованы новейшие конструкции с вязкой их в поперечном и продольном направлениях здания.

В приложении приведены блок-схемы для расчета конструкций, а также некоторые справочные данные, позволяющие во многих случаях использовать настоящее учебное пособие без дополнительной литературы.

Введение, глава 1 и параграфы 4.1, 4.2 написаны Е. Ф. Лысенко; параграфы 2.1, 2.2, 2.3, 2.4, 2.16, 2.17 — А. П. Гусеницей; параграфы 2.5, 2.6, 2.7, 2.8 — Л. А. Мурашко; параграфы 2.9, 2.10, 3.2 — Л. В. Кузнецовым; параграфы 2.11, 2.12, 2.13 — И. А. Русиновым; параграфы 2.14, 2.15, 3.1, 3.3, 3.4 — А. Я. Барашиковым; параграф 4.3 — Л. М. Будниковой; параграфы 4.4, 4.5 — Н. М. Федосеевой.

ГЛАВА 1. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ ОДНОЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ И ИСХОДНЫЕ ДАННЫЕ ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ

1.1. ОБЩИЕ ПОЛОЖЕНИЯ И УНИФИКАЦИЯ ГАБАРИТНЫХ СХЕМ

Одноэтажные каркасные здания широко применяются в промышленном и сельском строительстве. В плане они, как правило, имеют прямоугольную форму с пролетами одинаковой ширины и высоты. Отступления от этих рекомендаций возможны, если они обусловлены специальными требованиями технологических процессов.

Ширина пролетов цехов принимается кратной 6 м, то есть 12, 18, 24 м. Высоты цехов определяются исходя из отсутствия или наличия мостовых кранов. Так, в зданиях без мостовых кранов и оборудованных подвесными кранами грузоподъемностью 0,25—5 т (рис. 1.1, а, б) высоту цехов H от отметки чистого пола до низа несущей конструкции покрытия на опоре рекомендуется назначать в зависимости от шага колонн и ширины пролета L . Так, при шаге крайних и средних колонн 6 м и $L = 6 \dots 24$ м высота H равна: 3; 3,6 и 4,2 м. Для того же шага колонн и $L = 6 \dots 12$ м — $H = 5,4$ м, а при $L = 12 \dots 24$ м — H равна: 6,6; 7,8; 8,4; 9,6 м и при $L = 18 \dots 24$ м — $H = 10,8$ м. При шаге крайних колонн 6 или 12 м, а средних — 12 м и $L = 18 \dots 24$ м высота H равна: 6; 7,2; 7,8; 8,4; 9,6; 12 м, при $L = 24$ м H равна: 13,2; 14,4 м.

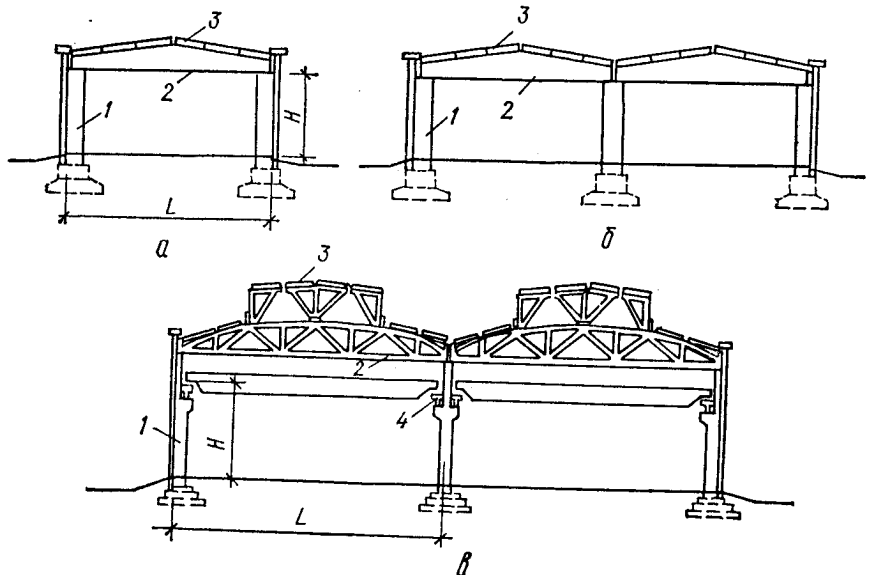


Рис. 1.1. Схемы поперечных рам каркасов одноэтажных зданий с типовыми железобетонными конструкциями:

а — бескрановое здание однопролетное; б — то же, двухпролетное; в — оборудованное мостовыми кранами; 1 — колонна; 2 — ригель; 3 — панель покрытия; 4 — подкрановая балка

Таблица 1.1

Высота этажа, H, м	Грузоподъемность крана, т	Номинальная отметка головки подкранового рельса, м	Шаг колонн, м		Ширина пролета, м	
			крайних	средних	18	24
8,4	5; 8; О	6,35	6 или 12	6 или 12	×	×
	8; 12,5; Н	5,75	6 или 12	6 или 12	×	×
9,6	5; 8; О	7,55	6 или 12	6 или 12	×	×
	8; 12,5; Н	6,95	6 или 12	6 или 12	×	×
	20; Н	6,55	6 или 12	6 или 12	×	×
10,8	5; 8; О	8,75	6 6 или 12	6 12	×	×
	8; 12,5; Н	8,15	6 6 или 12	6 12	×	×
	20; 32; О; Н	7,75	6 6 или 12	6 12	×	×
			6 6 или 12	6 12	×	×
12	8; 12,5; О	9,35	6 или 12	12	×	×
	20; 32; О; Н	8,95	12		×	×
	32; Н	8,6			—	×
13,2	8; 12,5; О	10,55	6 или 12	12	×	×
	20; 32; О; Н	10,15	12		×	×
14,4	8; 12,5; О	11,75	6 или 12	12	×	×
	20; 32; О; Н	11,35	12		×	×

Условные обозначения: О — облегченный режим работы, режимная группа 3К;
Н — нормальный режим работы, режимная группа 5К.

В зданиях с мостовыми кранами (рис. 1.1,а) высоты цехов и отметки верха крановой консоли принимаются в зависимости от надрельсового габарита крана, предусмотренного в данной схеме. При этом учитываются высоты рельса (с подкладками) 150 мм и подкрановой балки 1400 и 1000 мм соответственно при шаге колонн 12 и 6 м (за исключением зданий высотой 8,4 м, для которых подкрановая балка принята высотой 800 мм). В табл. 1.1 приведены габаритные схемы зданий, оборудованных мостовыми электрическими кранами общего назначения грузоподъемностью 5—32 т (ГОСТ 25711—83).

Общие конструктивные схемы зданий из типовых конструкций имеют разновидности, определяемые различным сочетанием шагов колонн и стропильных конструкций, а также видом последних.

В зданиях с небольшими пролетами 12, 18 м и высотой до 10,8 м применяется схема, в которой шаг колонн крайних и средних рядов, а также стропильных конструкций принимается 6 м. Другой вариант этой схемы применяется для каркасных зданий, в которых шаг колонн крайних и средних рядов, а также стропильных конструкций — 12 м (гл. 3).

При шаге колонн крайних и средних рядов 12 м и плитах пролетом 6 м может применяться конструктивная схема с подстропильными конструкциями, свойственная сравнительно высоким зданиям с подвесным транспортом. Возможна и другая конструктивная схема здания с подстропильными конструкциями, в которой шаг колонн крайних рядов 6 м, а средних — 12 м (гл. 2). В последних двух схемах стропильные конструкции располагаются с шагом 6 м и опираются: в первом случае на подстропильные конструкции, а во втором — на колонны крайних рядов, а по средним рядам — на подстропильные конструкции.

При шаге колонн крайних и средних рядов 6 или 12 м в качестве несущих конструкций для покрытий одноэтажных промышленных зданий пролетами 12, 18 и 24 м могут использоваться малоуклонные плиты или панели-оболочки КЖС. Эти конструкции опираются на подстропильные балки, уложенные вдоль здания, при шаге колонн крайних и средних рядов 6; 12 м или на подстропильные фермы при шаге колонн 12; 18 м.

Опорами подстропильным конструкциям служат колонны.

При шаге колонн 6, 12 м и пролетах 30 м и более в качестве несущих конструкций для покрытий одноэтажных промышленных зданий можно применять железобетонные арки (гл. 3) или своды, собираемые из панелей-оболочек КЖС с затяжками. Арки или своды опираются на подстропильные конструкции, опорами которым служат колонны.

Одноэтажные здания больших размеров в плане делятся температурными швами в поперечном (а иногда и в продольном) направлении на отдельные блоки.

Поперечный и продольный температурные швы выполняются на спаренных колоннах.

1.2. ПРИВЯЗКА ЭЛЕМЕНТОВ КАРКАСА ЗДАНИЯ К РАЗБИВОЧНЫМ ОСЯМ

Конструктивную схему здания komponуют в соответствии с принятой системой привязки колонн крайних рядов и наружных стен к продольным разбивочным осям.

В зданиях без мостовых кранов и оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью до 32 т с облегченным и нормальным режимами работы, соответственно режимные группы 3К и 5К, при шаге колонн 6 м и высоте этажа (расстояние от пола до низа несущих конструкций покрытия), принимаемой из табл. 1.1, разбивочная ось проходит по наружной грани крайнего ряда колонн (нулевая привязка) (рис. 1.2, а).

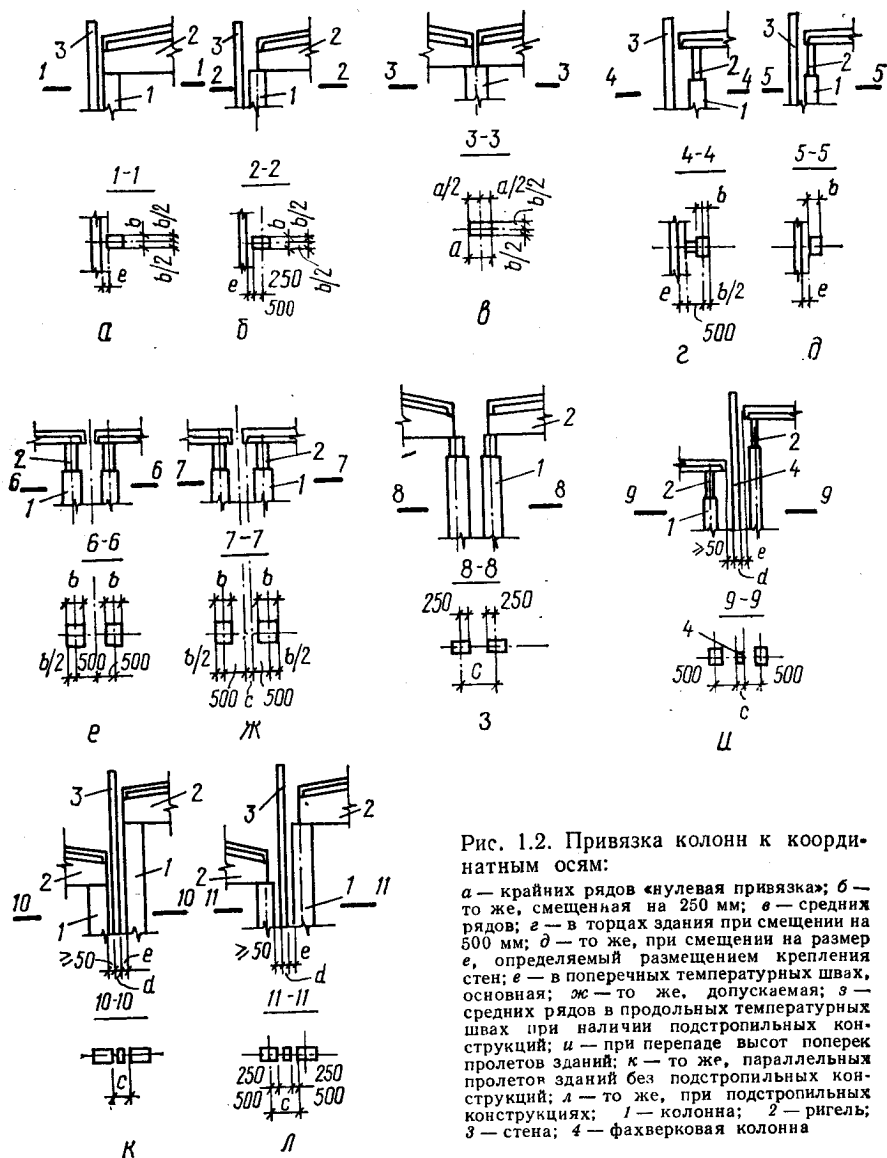


Рис. 1.2. Привязка колонн к координатным осям:

a — крайних рядов «нулевая привязка»; *б* — то же, смещенная на 250 мм; *в* — средний рядов; *г* — в торцах здания при смещении на 500 мм; *д* — то же, при смещении на размер *e*, определяемый размещением крепления стен; *е* — в поперечных температурных швах, основная; *ж* — то же, допускаемая; *з* — средних рядов в продольных температурных швах при наличии подстропильных конструкций; *и* — при перепаде высот поперек пролетов зданий; *к* — то же, параллельных пролетов зданий без подстропильных конструкций; *л* — то же, при подстропильных конструкциях; 1 — колонна; 2 — ригель; 3 — стена; 4 — фахверковая колонна

Наружные грани колонн смещаются с продольных осей на 250 мм наружу в зданиях, оборудованных мостовыми кранами грузоподъемностью 32 т при шаге колонн 6 м и высоте от пола до низа несущих конструкций покрытия 10,2 м, а также при кранах любой грузоподъемности, шаге колонн 12 м и высоте 12—14,4 м (рис. 1.2,б).

Колонны средних рядов, за исключением тех, которые примыкают к продольному температурному шву, и колонн, устанавливаемых

в местах перепада высот пролетов одного направления, привязываются так, чтобы оси сечения надкрановой части колонн совпадали с продольными и поперечными разбивочными осями (рис. 1.2, в).

Геометрические оси сечений колонн (за исключением тех, которые примыкают к поперечному температурному шву и к торцам здания) должны совпадать с поперечными разбивочными осями. А геометрические оси торцовых колонн основного каркаса смещаются от поперечных разбивочных осей внутрь здания на 500 мм или на размер, кратный 250 мм (рис. 1.2, г), а также на размер e , определяемый размещением деталей крепления стоек (рис. 1.2, д).

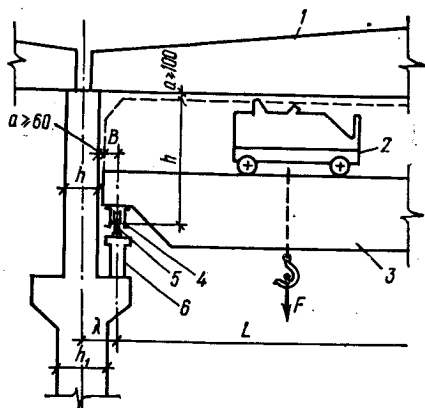


Рис. 1.3. Габариты мостового крана и их привязка к оси здания:

1 — ригель; 2 — тележка крана; 3 — мост крана; 4 — колесо крана; 5 — подкрановый рельс; 6 — подкрановая балка; 7 — колонна

Внутренние поверхности торцовых стен совпадают с поперечными разбивочными осями, то есть имеют «нулевую привязку».

Поперечные температурные швы выполняются на парных колоннах, геометрические оси которых смещаются с разбивочной осью (расположенной по середине шва) на 500 мм в каждую сторону (рис. 1.2, е), или на размер больший, но кратный 250 мм (рис. 1.2, ж).

Продольные температурные швы устраиваются на двух колоннах «со вставкой» (промежуток между разбивочными осями). Размеры вставок зависят от привязки колонн и равны 500, 1000, 1500 мм или другому размеру, но кратному 250 мм (рис. 1.2, з).

Колонны в продольном температурном шве к продольным осям привязываются по следующим правилам:

когда шаг колонн крайних и средних рядов одинаковый (6 или 12 м), то есть когда нет подстропильных конструкций, эти колонны привязываются к продольным осям аналогично привязке колонн крайних рядов (рис. 1.2, а, б);

при шаге колонн крайних рядов 6 м, а средних — 12 м, то есть когда необходимы подстропильные конструкции, расстояние между продольными разбивочными осями и гранями колонн, обращенными в сторону температурного шва, принимается кратным 250 мм.

Перепад по высоте поперек пролетов здания при ригелях в разных уровнях выполняется, как правило, на парных колоннах со «вставкой» (рис. 1.2, и). Размер «вставки» c должен быть не менее 300 мм, а при большем размере — кратным 50 мм и равняться округленной сумме следующих размеров: зазора e между крайней поперечной осью повышенного пролета и внутренней плоскостью стены, толщины стены t и зазора не менее 50 мм между наружной плоскостью стены и крайней поперечной координатной осью пониженного пролета.

Перепады высот параллельных пролетов на парных колоннах выполняются с помощью двух продольных координатных осей со вставкой между ними (рис. 1.2, *к, л*). Колонны привязываются к этим осям так же, как и колонны крайних рядов. Размер «вставки» с принимается не менее 300 мм, а при большем размере — кратным 50 мм и составляет округленную сумму размеров: привязки к продольным осям граней колонн, обращенных в сторону перепада, зазора e между наружной гранью колонн повышенного пролета и внутренней плоскостью стены, толщины стены и зазора не менее 50 мм между наружной плоскостью этой стены и гранью колонн пониженного пролета.

Расстояние от разбивочной оси до оси подкрановой балки принимается единым для всех унифицированных схем $\lambda = 750$ мм. Оно складывается из габаритного размера крана B , размера сечения подкрановой части колонны h_1 и требуемого зазора между краном и колонной (рис. 1.3).

1.3. КОНСТРУКТИВНЫЕ РЕШЕНИЯ

Промышленные здания проектируют в соответствии с унифицированными типовыми схемами в виде плоскостных систем с поперечными рамами, образованными стойками (колоннами), защемленными в фундаментах, и ригелями (стропильными балками, фермами или арками), шарнирно соединенными со стойками (стоечно-балочная система).

Покрытия зданий выполняются из плоских крупнопанельных железобетонных плит или пространственных элементов в виде оболочек или складок.

Сборные железобетонные элементы между собой сопрягаются на болтах и сварке закладных деталей с последующим замоноличиванием швов бетоном на мелкозернистом заполнителе.

Пространственная жесткость здания обеспечивается в поперечном направлении рамами каркаса, а в продольном — панелями покрытия, подкрановыми балками и вертикальными связями, устанавливаемыми в каждом температурном блоке вдоль продольных рядов колонн.

Производственные здания проектируются с учетом требований освещенности и вентиляции. В ряде зданий температурно-влажностный режим поддерживается световыми и аэрационными фонарями. Для зданий пролетом 18 м фонари шириной 6 м, при больших пролетах — 12 м. В крайних пролетах зданий фонари, как правило, не устраиваются. При бесфонарных покрытиях температурно-влажностный режим внутри здания обеспечивается принудительной вентиляцией, освещение — люминесцентное.

1.4. ВЕРТИКАЛЬНЫЕ И ГОРИЗОНТАЛЬНЫЕ СВЯЗИ

Назначение связей — обеспечить жесткость здания в целом, устойчивость сжатых поясов ригелей поперечных рам (стропильных балок и ферм) и восприятие горизонтальных ветровых и тормозных крановых нагрузок.

Вертикальные связи. Горизонтальная сила от ветровой и крановой нагрузок, приложенная к покрытию, может вызвать деформацию ригелей поперечных рам (стропильных балок или ферм) из плоскости, а также, если она приложена к одной колонне,— потерю ее устойчивости. Во избежание этого, устанавливаются специальные вертикальные связи. В их состав входят:

связи между стропильными балками или фермами для включения кровельного диска из плит покрытия в совместную работу с поперечными рамами; эти связи в виде крестовой решетки из стальных уголков устанавливаются между стропильными балками или фермами в плоскостях продольных рядов колонн (рис. 1.4,а) в крайних ячейках каждого температурного блока и крепятся с помощью сварки к закладным деталям опорных сечений стропильных балок или ферм;

стальные распорки, устанавливаемые в остальных ячейках в той же плоскости в уровне верха колонн (рис. 1.4,б) для передачи горизонтальных нагрузок на все колонны в продольном направлении;

вертикальные крестовые или порталные связи из стальных прокатных профилей (рис. 1.4,а), устанавливаемые для увеличения общей продольной устойчивости здания в каждом продольном ряду между двумя смежными колоннами в середине температурных блоков; они крепятся к закладным деталям железобетонных колонн с помощью привариваемых косынок. Эти связи вверху достигают продольных стальных распорок в бескрановых зданиях и подкрановых балок в зданиях с мостовыми кранами. При большом расстоянии между верхом подкрановых балок и продольными распорками вертикальные крестовые связи наращивают до распорок дополнительными элементами из стальных прокатных профилей.

Если все колонны в продольном направлении здания имеют одинаковую жесткость или высота стропильных конструкций на опорах не превышает 800 мм, вертикальные связи между фермами (балками) не ставятся.

Вертикальные связи, устанавливаемые между колоннами, рассчитываются на действие ветровых нагрузок, приложенных к торцовым стенам, и продольных тормозных нагрузок от мостовых кранов.

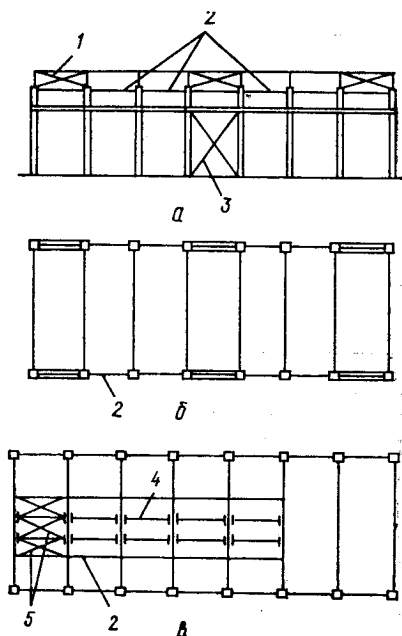


Рис. 1.4. Схемы связей:

а — продольные вертикальные связи; б — горизонтальные распорки; а — горизонтальные диафрагмы; 1 — фермы из уголкового стали; 2 — стальные распорки; 3 — крестовые связи из уголкового стали; 4 — стальные тяжи; б — связевые фермы в плоскости покрытия

Таблица 1.2

Вид несущей стропильной конструкции каркаса здания	Минимальная длина, мм, опирания ребер плит	
	длинной 6 м	длинной 12 м
Стальные конструкции	70	100
Железобетонные кон- струкции	80	100
Каменные конструкции	120	150

Горизонтальные связи по верхнему поясу. В беспрогонных покрытиях бесфонарных зданий железобетонные плиты укладываются непосредственно на стропильные балки или фермы и привариваются в трех углах с соблюдением размеров опирания плит на стропильные конструкции. Минимальная длина опирания плит на стропильные конструкции в зависимости от вида конструкции каркаса здания

приведена в табл. 1.2. При этом должна быть обеспечена сварка по всей длине или ширине опирания закладной детали панели на закладную деталь фермы или балки. Следовательно, образуется жесткий диск и необходимость в дополнительных горизонтальных связях в плоскости покрытия отпадает.

Жесткий диск покрытия обеспечивает пространственную работу каркаса здания, если в плоскости диска поперечная горизонтальная сила, приходящаяся на одну плиту, не превышает 15 кН (для плит $1,5 \times 6$ м — 10 кН). При больших значениях поперечной силы по верхним поясам ферм устанавливаются связи и в каждой плите одно продольное ребро с двух концов приваривается к стропильным конструкциям. При таком креплении плита является горизонтальной распоркой в покрытии. При соблюдении условий приварки плит к несущим стропильным конструкциям расчет жесткого диска на поперечную силу можно не производить для бескрановых зданий и зданий с мостовыми кранами грузоподъемностью до 50 т. Если расчет необходим, поперечная сила в жестком диске определяется как в бесконечно жесткой неразрезной балке на упругих опорах (поперечных или продольных рамах каркаса здания).

Устройство фонаря в беспрогонных покрытиях снижает жесткость диска. В этом случае на подфонарных участках покрытий по верхним поясам стропильных балок или ферм для обеспечения их устойчивости из плоскости предусматриваются горизонтальные связи в крайних подфонарных шагах колонн в виде связевой фермы из стальных уголков. В остальных подфонарных шагах колонн в той же плоскости ставятся стальные распорки и тяжи по коньку фермы или балки. Распорками воспринимаются сжимающие, а тяжами — растягивающие усилия (рис. 1.4, в).

Если фонарь не доходит до конца температурного блока, то связи по верхнему поясу стропильных балок или ферм в крайних шагах колонн не ставятся. В этом случае тяжи и распорки крепятся к элементам покрытия крайнего шага колонн.

Горизонтальные связи по нижнему поясу. В беспрогонных покрытиях большой высоты кроме горизонтальных связей по верхнему поясу балок или ферм устраиваются горизонтальные связи по нижнему поясу стропильных конструкций. Необходимость в этих связях обусловлена тем, что ветровая нагрузка, действующая на торец зда-

ния, вызывает изгиб торцевой стены и покрытие при этом используется как горизонтальная опора стены. В зданиях большой высоты и со значительными пролетами эта опора устраивается в уровне нижнего пояса стропильных балок или ферм в виде горизонтальной связевой фермы, состоящей из стальных уголков и нижних поясов двух смежных стропильных балок или ферм.

Если горизонтальное усилие от всех нагрузок на каждую панель покрытия не превышает 10 кН, то горизонтальные связи по нижним поясам стропильных балок (ферм) не требуются.

Горизонтальные усилия определяются для блока здания при наиболее невыгодном расположении кранов в каждом блоке. Пояснения и числовые примеры определения горизонтальных усилий от крановой нагрузки приведены в [16].

При сблокированных зданиях с железобетонными колоннами одной высоты (до 18 м), оборудованных во всех пролетах мостовыми кранами грузоподъемностью до 30 т включительно и с фонарями во всех пролетах, горизонтальные усилия от кранов могут передаваться на каркас здания плитами покрытия. Каркас проверяется расчетом на горизонтальные усилия.

При грузоподъемности мостовых кранов до 30 т и числе пролетов с фонарями не более 50 % общего числа пролетов плиты покрытия обеспечивают распределение горизонтальных усилий от кранов на каркас здания. В этом случае расчет на горизонтальные усилия можно не производить, и горизонтальные связи по нижним поясам не требуются.

ГЛАВА 2. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ ОДНОЭТАЖНОГО ТРЕХПРОЛЕТНОГО ЗДАНИЯ С ШАГОМ КОЛОНН ПО КРАЙНЕМУ РЯДУ 6 м, ПО СРЕДНЕМУ — 12 м

2.1. ПАНЕЛИ ПОКРЫТИЙ

В современных одноэтажных промышленных зданиях основным конструктивным решением покрытий являются панели, укладываемые на балки или фермы. В зависимости от шага колонн и размера пролета применяются те или иные панели. При шаге колонн в крайних рядах 6 м, а в средних 12 м можно применять для покрытий панели $1,5 \times 6$ или 3×6 м, устанавливая по средним рядам колонн подстропильные конструкции. Следует учитывать, что расход бетона на 1 м^2 покрытия при панелях 3×6 м примерно на 17 % меньше, чем при панелях $1,5 \times 6$ м.

Панели состоят из плит толщиной 25—30 мм, онолитно связанных с поперечными и продольными ребрами, размеры сечения которых зависят от габаритов панелей, нагрузок на них и определяются расчетом.

Плиты панелей в зависимости от соотношения сторон рассчитывают или как опертые по контуру, или как балочные, а поперечные и продольные ребра — как разрезные свободно опертые балки. Нагрузка на каждое продольное ребро, независимо от количества поперечных ребер, передается с половины ширины панели как равномерно распределенная.

Панели изготавливают из бетона классов В15—В45 и армируют: плиту — сварной сеткой; поперечные ребра — плоскими сварными каркасами; продольные ребра — предварительно напряженной арматурой в виде отдельных проволок, канатов или стержней, плоскими сварными каркасами и сетками на опорах.

2.2. РАСЧЕТ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ПАНЕЛИ ПОКРЫТИЯ 3×6 м

2.2.1. Данные для проектирования

Тяжелый бетон класса В20; коэффициент условий работы $\gamma_{c2} = 0,9$ ($R_b = 11,5 \cdot 0,9 = 10,35$ МПа; $R_{bt} = 0,9 \cdot 0,9 = 0,81$ МПа; $R_{b,ser} = 15$ МПа; $R_{bt,ser} = 1,4$ МПа; $E_b = 24 \cdot 10^3$ МПа).

Напрягаемая арматура продольных ребер класса Ат-V ($R_s = 680$ МПа; $R_{s,ser} = 785$ МПа; $E_s = 1,9 \cdot 10^5$ МПа).

При классе бетона В20 диаметр арматуры не должен превышать 18 мм.

Рабочая продольная арматура поперечных ребер — из стали класса А-III (при $d \geq 10$ мм $R_s = 365$ МПа).

Сетка плиты, поперечная и монтажная арматура ребер класса Вр-I (при $d = 3$ мм $R_s = 375$ МПа; при $d = 4$ мм $R_s = 370$ МПа,

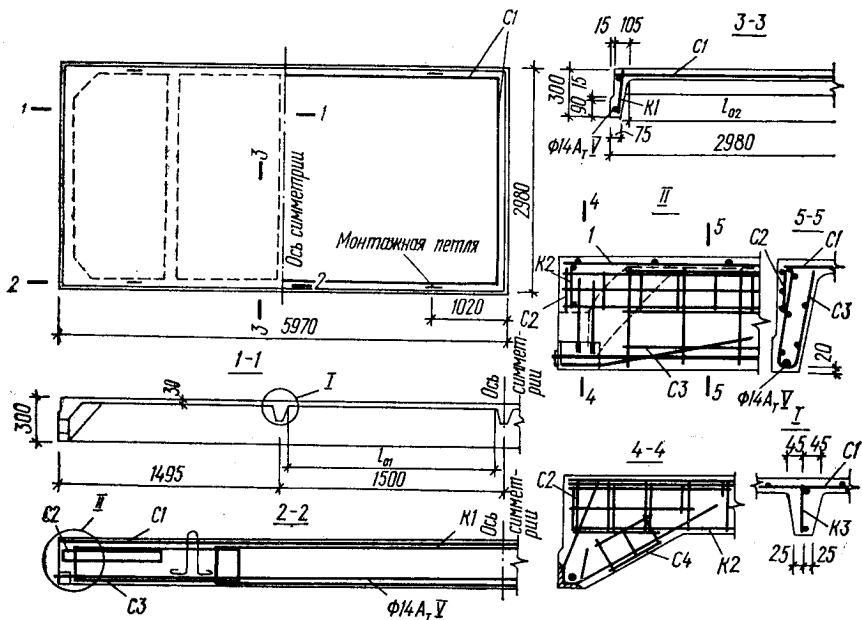


Рис. 2.1. Панель покрытия 3×6 м

$R_{sw} = 265$ МПа; при $d = 5$ мм $R_s = 360$ МПа, $R_{sw} = 260$ МПа; $E_s = 1,7 \cdot 10^5$ МПа).

В панели покрытия допускается образование трещин. Способ предварительного напряжения арматуры электротермической автоматизированный на упоры формы.

Предварительное напряжение без учета потерь принято $\sigma_{sp} = 550$ МПа.

Бетон подвергается тепловой обработке.

Обжатие бетона производится при передаточной прочности $R_{bp} = 16$ МПа > 11 МПа $> 0,5 \cdot 20 = 10$ МПа.

Панель покрытия показана на рис. 2.1.

2.2.2. Нагрузки

Подсчет нагрузок на покрытие приведен в табл. 2.1 с учетом коэффициента надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$.

2.2.3. Расчет плиты панели

Плита панели представляет собой многопролетную однорядную плиту, окаймленную ребрами.

Средние участки защемлены по четырем сторонам, а крайние — защемлены по трем сторонам и свободно оперты на торцовые ребра.

Плита панели армируется одной сварной сеткой, укладываемой посередине ее толщины.

Таблица 2.1

Вид нагрузки	Нагрузка при $\gamma_f=1$, кН/м ²	$\gamma_f > 1$	Нагрузка при $\gamma_f > 1$, кН/м ²
Постоянная			
Слой гравия, втопленного в дегтевую мастику	0,15	1,3	0,195
Три слоя рулонного ковра на дегтевой мастику	0,1	1,3	0,13
Асфальтовая стяжка — 20 мм ($\rho = 1,8$ т/м ³), 1,8 · 0,02 · 9,81 · 0,95	0,335	1,3	0,436
Утеплитель (пенобетон) — 100 мм ($\rho = 0,55$ т/м ³) 0,55 · 0,1 · 9,81 · 0,95	0,513	1,3	0,667
Обмазочная паронизоляция	0,05	1,3	0,065
Итого	$g_{1n} = 1,15$	$g_1 = 1,49$	
Панель покрытия с бетоном замоноличивания 0,16 · 9,81 · 0,95	1,49	1,1	1,64
Всего	$g_n = 2,64$	$g = 3,13$	
Временная (кратковременная)			
Снеговая ($s = 1$) для II района 0,7 · 0,95	$s_n = 0,67$	1,4	$s = 0,938$
Сосредоточенная F от рабочего с инструментом (учитывается только при расчете собственно плиты и поперечных ребер), 1 · 0,95	0,95	1,2	1,14

Расчетные пролеты в свету:
для средних участков:

$$l_{01} = 150 - 9 = 141 \text{ см} = 1,41 \text{ м};$$

$$l_{02} = 298 - 2(1,5 + 10,5) = 274 \text{ см} = 2,74 \text{ м};$$

$$l_{02}/l_{01} = \frac{274}{141} = 1,94 < 3;$$

для крайних участков:

$$l_{01} = 148,5 - 1 - 17,5 - \frac{9}{2} = 125,5 \text{ см} = 1,255 \text{ м};$$

$$l_{02} = 274 \text{ см} = 2,74 \text{ м};$$

$$l_{02}/l_{01} = \frac{274}{125,5} = 2,18 < 3.$$

Расчетная постоянная нагрузка на 1 м², включая массу плиты толщиной 30 мм,

$$g = g_1 + h_j \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2,5 \cdot \gamma_f \cdot 9,81 \gamma_n =$$

$$= 1,49 + 0,03 \cdot 2,5 \cdot 1,1 \cdot 9,81 \cdot 0,95 = 2,26 \text{ кН/м}^2,$$

где 2,5 т/м³ — плотность тяжелого железобетона.

Расчетные изгибающие моменты определяем по двум комбинациям загрузки.

I. При действии постоянной и временной (снеговой) нагрузки.
Условие равновесия (XII.60 [3])

$$\frac{(g+v) l_{01}^2}{12} (3 l_{02} - l_{01}) =$$

$$(2M_1 + M_1 + M_1') l_{02} +$$

$$+ (2M_2 + M_{II} + M_{II}') l_{01}.$$

Обозначения и расположение моментов, действующих в плите, показаны на рис. 2.2.

Рассмотрим сначала средние участки. Принимаем следующие соотношения между моментами:

$$M_2/M_1 = 0,4; \quad M_1 = M_1 = M_1';$$

$$M_2 = M_{II} = M_{II}' = 0,4 M_1.$$

Тогда условие равновесия можно записать

$$\frac{(g+v) l_{01}^2}{12} (3 l_{02} - l_{01}) = (4 l_{02} + 1,6 l_{01}) M_1.$$

Отсюда

$$M_1 = \frac{(2,26 + 0,938) 1,41^2 (3 \cdot 2,74 - 1,41)}{12 (4 \cdot 2,74 + 1,6 \cdot 1,41)} = 0,272 \text{ кН} \cdot \text{м/м}.$$

Рассмотрим крайние участки. Принимаем те же соотношения между моментами и учитываем, что на торцовом ребре $M_1 = 0$.

Условие равновесия можно записать

$$\frac{(g+v) l_{01}^2}{12} (3 l_{02} - l_{01}) = (3 l_{02} + 1,6 l_{01}) M_1;$$

$$M_1 = \frac{(2,26 + 0,938) 1,255^2 (3 \cdot 2,74 - 1,255)}{12 (3 \cdot 2,74 + 1,6 \cdot 1,255)} = 0,285 \text{ кН} \cdot \text{м/м}.$$

II. При действии постоянной и временной сосредоточенной нагрузки от веса рабочего с инструментом.

Условие равновесия

$$\frac{g l_{01}^2}{12} (3 l_{02} - l_{01}) + F \frac{l_{01}}{2} = (2M_1 + M_1 + M_1') l_{02} +$$

$$+ (2M_2 + M_{II} + M_{II}') l_{01}.$$

Соотношения между моментами те же, что и при комбинации I. Для средних пролетов:

$$M_1 = \frac{\frac{g l_{01}^2}{12} (3 l_{02} - l_{01}) + F \frac{l_{01}}{2}}{4 l_{02} + 1,6 l_{01}} =$$

$$= \frac{\frac{2,26 \cdot 1,41^2}{12} (3 \cdot 2,74 - 1,41) + 1,14 \frac{1,41}{2}}{4 \cdot 2,74 + 1,6 \cdot 1,41} = 0,254 \text{ кН} \cdot \text{м/м}.$$

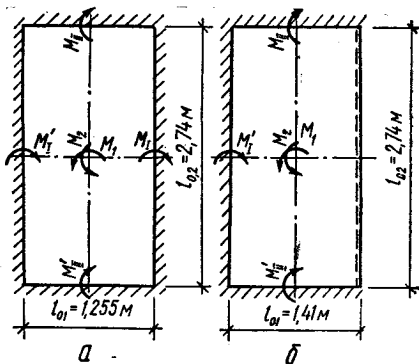


Рис. 2.2. Расчетные схемы и обозначения моментов, действующих в плите панели:
а — для средних участков; б — для крайних участков

Для крайних пролетов:

$$\frac{\frac{gl_{01}^2}{12}(3l_{02} - l_{01}) + F \frac{l_{01}}{2}}{3l_{02} + 1,6l_{01}} =$$

$$= \frac{\frac{2,26 \cdot 1,255^3}{12}(3 \cdot 2,74 - 1,41) + 1,14 \frac{1,255}{2}}{3 \cdot 2,74 + 1,6 \cdot 1,255} = 0,272 \text{ кН} \cdot \text{м/м.}$$

Таким образом, расчетной является комбинация I с определением арматуры по моментам для крайних пролетов.

Исходя из принятых соотношений между моментами, получим:

$$M_1 = M_{II} = 0,285 \text{ кН} \cdot \text{м/м};$$

$$M_2 = M_{III} = M_{IV} = 0,4 \cdot 0,285 = 0,114 \text{ кН} \cdot \text{м/м.}$$

При подборе сечений арматуры плит припорные моменты, определенные расчетом, следует уменьшить:

в сечениях крайних пролетов и первых промежуточных опор на 10 %, то есть умножить на коэффициент 0,9;

в сечениях средних пролетов на 20 %.

Расчет арматуры производим по блок-схеме 4 прил. 4.

Арматура, направленная вдоль панели покрытия. 1. Минимальная рабочая высота плиты при расположении арматурной сетки посередине толщины плиты и диаметре арматуры 4 мм определяется по формуле

$$h_0 = \frac{h}{2} - \frac{d}{2} = 30/2 - 4/2 = 13 \text{ мм.}$$

2. Характеристика сжатой зоны бетона

$$\omega = \alpha - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 10,35 = 0,767,$$

где $\alpha = 0,85$ — для тяжелого бетона.

3, 4, 5. При бетоне класса В20 ($\gamma_{b2} = 0,9$) и арматуре класса Вр-I граничное значение относительной высоты сжатой зоны

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,767}{1 + \frac{370}{500} \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,627,$$

где $\sigma_{sc,u} = 500$ МПа при $\gamma_{b2} < 1$.

6. Вычисляем величину

$$\alpha_m = \frac{0,9 \cdot M_1}{R_b b h_0^2} = \frac{0,9 \cdot 0,285 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 1000 \cdot 13^2} = 0,146.$$

7. При $\alpha_m = 0,146$ по табл. 4 прил. 2 относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 0,159 < \xi_{opt} = 0,2,$$

где $\xi_{opt} = 0,2$ — максимальное значение рекомендуемой оптимальной высоты сжатой зоны бетона для плиты.

8. Условие $\xi = 0,159 < \xi_R = 0,627$ выполняется.

9. При $\alpha_m = 0,146$ по табл. 4 прил. 2 коэффициент $\zeta = 0,921$.

10. Площадь сечения арматуры

$$A_{s1} = \frac{M_1}{R_s \zeta h_0} = \frac{0,9 \cdot 0,285 \cdot 10^6}{370 \cdot 0,921 \cdot 13} = 57,9 \text{ мм}^2.$$

11, 12. Коэффициент армирования

$$\mu = \frac{A_{s1}}{bh_0} = \frac{57,9}{1000 \cdot 13} = 0,0045 > \mu_{min} = 0,0005.$$

13. Принимаем арматуру $\varnothing 4$ Вр-I с шагом 200 мм,

$$A_{s1} = 63 \text{ мм}^2 > 57,9 \text{ мм}^2.$$

Арматура, направленная поперек панели покрытия. 1. Минимальная рабочая высота плиты с учетом диаметра арматуры 3 мм

$$h_0 = 30/2 - 3/2 = 13,5 \text{ мм}.$$

Пункты 2, 3, 4, 5 без изменений (так же, как и для арматуры, направленной вдоль панели покрытия).

$$6. \alpha_m = \frac{0,9M_2}{R_b b h^2} = \frac{0,9 \cdot 0,114 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 1000 \cdot 13,5^2} = 0,054.$$

Пункты 7, 8 не рассматриваем, так как $\xi \ll \xi_R$ очевидно.

9. При $\alpha_m = 0,054$ $\zeta = 0,972$.

10. Площадь арматуры

$$A_{s2} = \frac{M_2}{R_s \zeta h_0} = \frac{0,9 \cdot 0,114 \cdot 10^6}{375 \cdot 0,972 \cdot 13,5} = 20,9 \text{ мм}^2.$$

11, 12. Коэффициент

$$\mu = \frac{20,9}{1000 \cdot 13,5} = 0,0015 > \mu_{min} = 0,0005.$$

13. Принимаем арматуру $\varnothing 3$ Вр-I с шагом 200 мм

$$A_{s2} = 35,3 \text{ мм}^2 > 20,9 \text{ мм}^2.$$

Окончательно для армирования плиты принимаем сетку

$$C \begin{array}{l} 4 \text{ Вр I} - 200 \\ 3 \text{ Вр I} - 200 \end{array} 2970 \times 5950.$$

2.2.4. Расчетный пролет, нагрузки и усилия в поперечном ребре

Рассчитываем среднее поперечное ребро, как наиболее нагруженное.

Расчетные схемы ребра показаны на рис. 2.3. Трапециевидная форма эпюры объясняется опиранием на ребро плит, опертых по контуру.

Расчетный пролет принят равным расстоянию в свету между продольными ребрами:

$$l_0 = l_{02} = 274 \text{ см}.$$

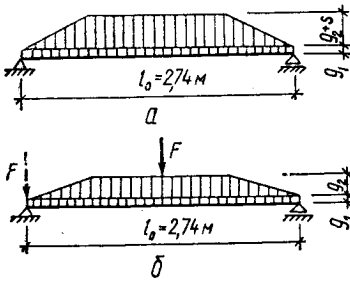


Рис. 2.3. Расчетные схемы поперечного ребра:
 а — от постоянной и снеговой нагрузок; б — от постоянной и сосредоточенной нагрузок

Расчетные нагрузки на ребро состоят из нагрузки от собственного веса ребра и нагрузки на плиту, собранной с ширины $l_1 = 1,5$ м.

Масса 1 м поперечного ребра с учетом $\gamma_n = 0,95$

$$g_1 = \frac{0,05 + 0,09}{2} (0,15 - 0,03) 2,5 \times 1,1 \cdot 9,81 \cdot 0,95 = 0,216 \text{ кН/м.}$$

Нагрузка от массы плиты и изоляционного ковра

$$g_2 = 2,26 \cdot 1,5 = 3,39 \text{ кН/м.}$$

Расчетная снеговая нагрузка

$$s = 0,938 \cdot 1,5 = 1,41 \text{ кН/м.}$$

Усилие от расчетных постоянной и снеговой нагрузок (рис. 2.3,а):

$$M = \frac{(g_1 + g_2 + s) l_0^2}{8} - \frac{(g_2 + s) l_1^2}{24} = \frac{(0,216 + 3,39 + 1,41) 2,74^2}{8} - \frac{(3,39 + 1,41) 1,5^2}{24} = 4,25 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = \frac{(g_1 + g_2 + s) l_0}{2} - \frac{(g_2 + s) l_1}{4} = \frac{(0,216 + 3,39 + 1,41) 2,74}{2} - \frac{(3,39 + 1,41) 1,5}{4} = 5,06 \text{ кН.}$$

Усилия от постоянной и сосредоточенной (веса рабочего с инструментом) нагрузок (рис. 2.3,б):

$$M = \frac{(g_1 + g_2) l_0^2}{8} + \frac{g_2 l_1^2}{24} + F \frac{l_0}{5} = \frac{(0,216 + 3,39) 2,74^2}{8} - \frac{3,39 \cdot 1,5^2}{24} + \frac{1,14 \cdot 2,74}{5} = 3,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

(при определении момента от сосредоточенной нагрузки учтено частичное защемление ребра);

$$Q = \frac{(g_1 + g_2) l_0}{2} - \frac{g_2 l_1}{4} + F = \frac{(0,216 + 3,39) 2,74}{2} - \frac{3,39 \cdot 1,5}{4} + 1,14 = 4,81 \text{ кН}$$

(при определении поперечной силы сосредоточенная нагрузка расположена у опоры).

Таким образом, расчетной по M и Q является комбинация I.

2.2.5. Расчет по прочности нормальных сечений поперечного ребра

Поперечное ребро $h = 150$ мм работает в сжатой зоне совместно с участком плиты толщиной $h_f = 30$ мм.

Так как отношение $h_f/h = 3/15 = 0,2 > 0,1$, то, согласно рекомендации п. IV.6 [3], расчетная ширина полки таврового сечения

$$b_j = \frac{1}{3} l_0 + b = \frac{1}{3} \cdot 2740 + 90 = 1002 \text{ мм.}$$

Далее расчет производим по блок-схеме 8 прил. 4.

1. Рабочая высота ребра при арматуре диаметром 12 мм

$$h_0 = h - a = 150 - \left(15 + \frac{12}{2}\right) = 129 \text{ мм,}$$

где 15 мм — защитный слой бетона.

2, 3, 4, 5. При бетоне класса В20 ($\gamma_{b2} = 0,9$) и арматуре класса А-III с учетом расчета прочности плиты

$$\xi_R = \frac{0,767}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,628,$$

где $\sigma_{sR} = R_s = 365$ МПа.

6. Условие

$$\begin{aligned} M &= 4,25 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} < R_b b_j' h_f' (h_0 - 0,5 h_f') = \\ &= 10,35 \cdot 1002 \cdot 30 (129 - 0,5 \cdot 30) = 36,8 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} \end{aligned}$$

выполняется, то есть нейтральная ось проходит в полке и расчетное сечение — прямоугольник шириной $b_j' = 1002$ мм.

Расчет продолжаем по блок-схеме 4 прил. 4 при $b = b_j'$.

6. Вычисляем величину

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b_j' h_0^2} = \frac{4,25 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 1002 \cdot 129^2} = 0,0247.$$

7. При $\alpha_m = 0,0247$ по табл. 4 прил. 2 $\xi = 0,025$.

8. Условие $\xi = 0,025 < \xi_R = 0,628$ выполняется.

9. При $\alpha_m = 0,0247$ по табл. 4 прил. 2 $\zeta = 0,988$.

10. Площадь сечения продольной арматуры

$$A_{st} = \frac{M}{R_{st} \zeta h_0} = \frac{4,25 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,988 \cdot 129} = 91,3 \text{ мм}^2.$$

11, 12. Коэффициент армирования при $b = (9 + 5)/2 = 7$ см

$$\mu = \frac{A_{st}}{b h_0} = \frac{91,3}{70 \cdot 129} = 0,0101 > \mu_{min} = 0,0005.$$

13. Принимаем в нижней зоне ребра

$$1 \text{ } \emptyset 12 \text{ А III, } A_s = 113,1 \text{ мм}^2 > 91,3 \text{ мм}^2.$$

2.2.6. Расчет наклонных сечений поперечного ребра по прочности

Расчет производим по блок-схеме 14 прил. 4.

1. Расчетная высота ребра $h_0 = 129$ мм.

2. Распределенная нагрузка

$$q_1 = g_1 + g_2 + s/2 = 0,216 + 3,39 + 1,41/2 = 4,311 \text{ кН/м (Н/мм)}.$$

3, 4, 5. Поскольку

$$q_1 = 4,311 \text{ Н/мм} < q_a = 0,16\varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt}b = 0,16 \cdot 1,5 \times \\ \times 0,81 \times 70 = 13,61 \text{ Н/мм},$$

то длину проекции наиболее опасного наклонного сечения принимаем

$$c = 2,5h_0 = 2,5 \cdot 129 = 322,5 \text{ мм}.$$

Коэффициент $\varphi_{b4} = 1,5$ (для тяжелого бетона), а коэффициент $\varphi_n = 0$, так как отсутствует продольная сжимающая сила.

6, 7, 8. Проверяем необходимость постановки поперечной арматуры по расчету

$$Q = Q_{\max} - q_1c = 5060 - 4,311 \cdot 322,5 = 3670 \text{ Н} < Q_b = \\ = \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt}bh_0^2/c = 1,5 \cdot 1 \cdot 0,81 \cdot 70 \cdot 129^2/322,5 = \\ = 4389 \text{ Н},$$

то есть поперечная арматура устанавливается только по конструктивным требованиям.

В этом случае нет необходимости проверять прочность наклонной полосы по блок-схеме 13 прил. 4.

Принимаем поперечные стержни из проволоки класса Вр-I диаметром 4 мм с шагом 75 мм.

2.2.7. Расчетный пролет, нагрузки и усилия в продольных ребрах

Расчетная схема приведена на рис. 2.4.

Расчетный пролет ребра по осям опор

$$l_0 = 5,97 - 2 \cdot 0,05 = 5,87 \text{ м},$$

где 0,05 — расстояние оси опоры до торца панели.

Подсчет нагрузок на 1 м панели приведен в табл. 2.2 с учетом данных табл. 2.1.

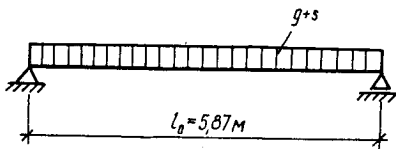


Рис. 2.4. Расчетная схема продольного ребра

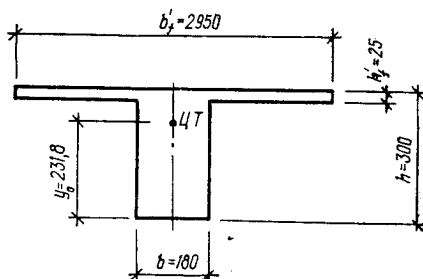


Рис. 2.5. Эквивалентное поперечное сечение панели

Таблица 2.2

Вид нагрузки	Нагрузка при $\gamma_f = 1$, кН/м	$\gamma_f > 1$	Нагрузки при $\gamma_f > 1$, кН/м
Постоянная			
Панель покрытия с бетоном замоноличивания	$1,49 \cdot 3 = 4,47$	1,1	$g_1 = 4,92$
Изоляционный ковер	$1,15 \cdot 3 = 3,45$	1,3	4,49
Итого	$g_n = 7,92$		$g = 9,41$
Временная (кратковременная)			
Снеговая	$s_n = 0,67 \cdot 3 = 2,01$	1,4	$s = 2,81$
Полная нагрузка	$q_n = 9,93$		$g = 12,22$

Усилия в продольных ребрах:
от полной нагрузки при $\gamma_f > 1$:

$$M = \frac{q l_0^2}{8} = \frac{12,22 \cdot 5,87^2}{8} = 52,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = \frac{q l_0}{2} = \frac{12,22 \cdot 5,87}{2} = 35,9 \text{ кН};$$

от полной нагрузки при $\gamma_f = 1$:

$$M = \frac{q_n l_0^2}{8} = \frac{9,93 \cdot 5,87^2}{8} = 42,7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = \frac{q_n l_0}{2} = \frac{9,3 \cdot 5,87}{2} = 29,1 \text{ кН};$$

от постоянной нагрузки g_n при $\gamma_f = 1$:

$$M = \frac{g_n l_0^2}{8} = \frac{7,92 \cdot 5,87^2}{8} = 34,1 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = \frac{g_n l_0}{2} = \frac{7,92 \cdot 5,87}{2} = 23,2 \text{ кН}.$$

2.2.8. Расчет нормальных сечений продольных ребер по прочности

Поперечное сечение панели приводим к тавровой форме, и в расчет вводим ширину плиты поверху (рис. 2.5), умноженную на коэффициент $W = 0,65$, учитывающий неравномерное распределение сжимающих напряжений по ширине тонкой полки

$$b_f = (2980 - 2 \cdot 15) 0,65 = 1918 \text{ мм}.$$

Далее расчет ведем по блок-схеме 9 прил. 4.

1. Рабочая высота ребра

$$h_0 = h - a = 300 - \left(20 + \frac{14}{2}\right) = 273 \text{ мм}.$$

2. Коэффициент

$$\omega = \alpha - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 10,35 = 0,767.$$

3. Напряжение при электротермическом способе натяжения

$$p = 300 + \frac{90}{l} = 30 + \frac{90}{6} = 45 \text{ МПа},$$

где $l = 6 \text{ м}$ — длина натягиваемого стержня.

4. Коэффициент

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \frac{p}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}}\right) = 0,5 \frac{45}{550} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{2}}\right) = 0,07$$

($n_p = 2$ — предварительно принятое число стержней напрягаемой арматуры в двух продольных ребрах).

5, 6. Так как $\Delta\gamma_{sp} = 0,07 < 0,1$ минимально допустимого значения в наихудшем случае (п. 1.27 [10]), то принимаем

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,1.$$

7. Потери предварительного напряжения от деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} E_s = \frac{3,35}{6000} 19 \cdot 10^4 = 106 \text{ МПа},$$

где $\Delta l = 1,25 + 0,15d = 1,25 + 0,15 \cdot 14 = 3,35 \text{ мм}$ (здесь $d = 14 \text{ мм}$ — предварительно принятый диаметр продольной рабочей арматуры).

8. Потери предварительного напряжения от деформаций стальной формы $\sigma_5 = 30 \text{ МПа}$ (при отсутствии данных о форме).

9. Предварительное напряжение в напрягаемой арматуре до обжатия бетона при коэффициенте точности натяжения $\gamma_{sp} < 1$ и с учетом потерь σ_3 и σ_5

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} (1 - \Delta\gamma_{sp}) - \sigma_3 - \sigma_5 = 550 (1 - 0,1) - 106 - 30 = 359 \text{ МПа}.$$

10, 11. Напряжение

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500 \frac{\sigma_{sp1}}{R_s} - 1200 = 1500 \frac{359}{680} - 1200 < 0.$$

Принимаем $\Delta\sigma_{sp} = 0$.

12. Предварительное напряжение в арматуре при неизвестном значении полных потерь для расчета напряжения σ_{sR} принимаем

$$\sigma_{sp} = 0,6 R_s = 0,6 \cdot 680 = 408 \text{ МПа}.$$

13. Напряжение

$$\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} = 680 + 400 - 408 - 0 = 672 \text{ МПа}.$$

14, 15'. При коэффициенте $\gamma_{b2} = 0,9$ напряжение

$$\sigma_{sc, u} = 500 \text{ МПа}.$$

16. Граничная относительная высота сжатой зоны

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc, u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,767}{1 + \frac{672}{500} \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,545.$$

17. Условие

$$M = 52,6 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} < R_b b_f' h_f' (h_0 - 0,5h_f) = \\ = 10,35 \cdot 1918 \cdot 30 (273 - 0,5 \cdot 30) = 154 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$$

выполняется, то есть нейтральная ось находится в полке, а расчетное сечение имеет вид прямоугольника шириной $b_f' = 1918$ мм и высотой 300 мм.

Далее расчет ведем по блок-схеме 6 прил. 4 с п. 7.

7. Величина

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b_f' h_0^2} = \frac{52,6 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 1918 \cdot 273^2} = 0,035.$$

8. При $\alpha_m = 0,035$ по табл. 4 прил. 2 $\xi = 0,036$.

9. Условие $\xi = 0,036 < \xi_R = 0,545$ выполняется.

10. Вычисляем коэффициент условий работы

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \left(2 \frac{\xi}{\xi_R} - 1\right) = \\ = 1,15 - (1,15 - 1) \left(2 \frac{0,036}{0,545} - 1\right) = 1,41,$$

где $\eta = 1,15$ для арматуры класса Ат-V (п.3.13 [10]).

11, 12'. Так как

$$\gamma_{s6} = 1,41 > \eta = 1,15,$$

то принимаем $\gamma_{s6} = 1,15$.

12. При $\alpha_m = 0,035$ по табл. 4 прил. 2 $\zeta = 0,982$.

13. Требуемая площадь сечения продольной предварительно напряженной арматуры

$$A_{sp1} = \frac{M}{\zeta \gamma_{s6} R_s h_0} = \frac{52,6 \cdot 10^6}{0,982 \cdot 1,15 \cdot 680 \cdot 273} = 250 \text{ мм}^2$$

(работу обычной продольной арматуры не учитываем).

14, 15. Коэффициент армирования

$$\mu = \frac{A_{sp1}}{bh_0} = \frac{250}{180 \cdot 273} = 0,0051 > \mu_{min} = 0,0005,$$

где $b = 2(75 + 105)/2 = 180$ мм — расчетная суммарная ширина двух ребер.

16. Принимаем предварительно напряженную арматуру продольных ребер из 2 $\varnothing 14$ АтV

$$A_{s,p} = 308 \text{ мм}^2 > A_{sp1} = 250 \text{ мм}^2$$

(по одному стержню в каждом ребре).

2.2.9. Расчет по прочности наклонных сечений продольных ребер

Расчет производим сначала по блок-схеме 14 прил. 4.

1. Рабочая высота ребра $h_0 = 273$ мм.

2. Распределенная нагрузка

$$q_1 = g + s/2 = 9,41 + 2,81/2 = 10,82 \text{ кН/м (Н/мм)}.$$

3, 4, 5'. Так как

$$q_1 = 10,82 \text{ Н/мм} < q_a = 0,16\varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt}b = 0,16 \cdot 1,5 (1 + 0,313) 0,81 \cdot 180 = 45,94 \text{ Н/мм},$$

то принимаем длину проекции $c = 2,5h_0 = 2,5 \cdot 273 = 682,5$ мм. Здесь коэффициент

$$\varphi_n = 0,1 \frac{P}{R_{bt}bh_0} = 0,1 \frac{124700}{0,81 \cdot 180 \cdot 273} = 0,313 < 0,5,$$

где усилие обжатия P принято при ориентировочных значениях суммарных потерь $\sigma_l = 100$ МПа и коэффициенте $\gamma_{sp} < 1$, то есть

$$P = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_l) A_{sp} = (1 - 0,1) (550 - 100) 308 = 124700 \text{ Н}.$$

6, 7, 8. Проверяем необходимость постановки поперечной арматуры по расчету

$$Q = Q_{\max} - q_1c = 35900 - 10,82 \cdot 682,5 = 28520 \text{ Н} < Q_b = \\ = \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt}bh_0^2/c = 1,5 (1 + 0,313) 0,81 \times \\ \times 180 \cdot 273^2/682,5 = 31360 \text{ Н},$$

то есть поперечная арматура устанавливается только по конструктивным требованиям.

В этом случае нет необходимости проверять прочность наклонной полосы по блок-схеме 13 прил. 4.

Принимаем поперечные стержни из проволоки класса Вр-I диаметром 4 мм с шагом 150 мм.

2.2.10. Геометрические характеристики поперечного сечения панели

Сечение панели (рис. 2.1, сеч. 3—3) приводим к эквивалентному тавровому (рис. 2.5).

Расчет производим по блок-схеме 22 прил. 4.

1. Площадь сечения бетона

$$A = \sum_{i=1}^n A_i = b_i h_i + b(h - h_i) = \\ = 2950 \cdot 30 + 180(300 - 30) = 137100 \text{ мм}^2.$$

2. Площадь сечения всей продольной арматуры, пересекающей поперечное сечение панели: 2 \varnothing 14 Ат-V ($A_{sp} = 308 \text{ мм}^2$); 2 \varnothing 5 Вр-I ($A_s = 39,2 \text{ мм}^2$) — нижняя продольная арматура каркасов

двух продольных ребер; 2 \emptyset 5 Вр I и 16 \emptyset 4 Вр I ($A'_s = 39,2 + 201,6 = 240,8 \text{ мм}^2$) — верхние стержни каркасов двух продольных ребер и арматура плиты панели.

Тогда

$$A_{sp} + A_s + A'_s = 308 + 39,2 + 240,8 = 588 \text{ мм}^2.$$

3. Так как

$$0,008A = 0,008 \cdot 137100 = 1097 \text{ мм}^2 > 588 \text{ мм}^2,$$

то геометрические характеристики приведенного сечения панели упрощенно определяем без учета продольной арматуры.

5'. Площадь приведенного сечения панели

$$A_{red} = A = 137100 \text{ мм}^2.$$

6'. Статический момент приведенного сечения относительно нижней грани панели

$$\begin{aligned} S_{red, 00} &= b'_f h'_f \left(h - \frac{h'_f}{2} \right) + b (h - h'_f) \frac{h - h'_f}{2} = \\ &= 2950 \cdot 30 \left(300 - \frac{30}{2} \right) + 180 (300 - 30) \frac{300 - 30}{2} = 3178 \cdot 10^4 \text{ мм}^3. \end{aligned}$$

7'. Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани

$$y_0 = \frac{S_{red, 00}}{A_{red}} = \frac{3178 \cdot 10^4}{137100} = 231,8 \text{ мм}.$$

8'. Момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести

$$\begin{aligned} I_{red} &= \frac{b'_f (h'_f)^3}{12} + b'_f h'_f \left(h - y_0 - \frac{h'_f}{2} \right)^2 + \frac{b (h - h'_f)^3}{12} + \\ &+ b (h - h'_f) \left(y_0 - \frac{h - h'_f}{2} \right)^2 = \\ &= \frac{2950 \cdot 30^3}{12} + 2950 \cdot 30 \left(300 - 231,8 - \frac{30}{2} \right)^2 + \\ &+ \frac{180 (300 - 30)^3}{12} + 180 (300 - 30) \left(231,8 - \frac{300 - 30}{2} \right)^2 = \\ &= 1008 \cdot 10^6 \text{ мм}^4. \end{aligned}$$

9. Момент сопротивления приведенного сечения для крайнего нижнего волокна

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{1008 \cdot 10^6}{231,8} = 4348 \cdot 10^3 \text{ мм}^3.$$

10. Момент сопротивления приведенного сечения для крайнего нижнего волокна с учетом неупругих деформаций бетона упрощенно определяем в соответствии с п. VI.1.3 [3]

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,75 \cdot 4348 \cdot 10^3 = 7609 \cdot 10^3 \text{ мм}^3,$$

где $\gamma = 1,75$ — коэффициент по табл. VI.1 [3].

11. Момент сопротивления приведенного сечения для крайнего верхнего волокна

$$W'_{red} = \frac{I_{red}}{h - y_0} = \frac{1008 \cdot 10^8}{300 - 231,8} = 1478 \cdot 10^4 \text{ мм}^3.$$

12. Момент сопротивления приведенного сечения для крайнего верхнего волокна с учетом неупругих деформаций бетона и полкой в растянутой зоне ($b_f = 2950 \text{ мм}$).

По табл. VI.1 [3] при $b_f/b = 2950/180 = 16,4 > 2$ и $h_f/h = 3/30 = 0,1 < 0,2$ коэффициент $\gamma' = 1,5$.

Тогда

$$W'_{pl} = \gamma' W'_{red} = 1,5 \cdot 1478 \cdot 10^4 = 2217 \cdot 10^4 \text{ мм}^3.$$

2.2.11. Определение потерь предварительного напряжения арматуры

Проверяем, находится ли принятое значение предварительного напряжения σ_{sp} при коэффициенте $\gamma_{sp} = 1$ в рекомендуемых пределах:

$$\begin{aligned} \sigma_{sp} + p &= 550 + 45 = 595 \text{ МПа} < R_{s,ser} = 785 \text{ МПа}; \\ \sigma_{sp} - p &= 550 - 45 = 505 \text{ МПа} > 0,3R_{s,ser} = 0,3 \cdot 785 = \\ &= 236 \text{ МПа}, \end{aligned}$$

то есть напряжение σ_{sp} находится в допустимых пределах. (Величина p определена ранее при расчете $\Delta\gamma_{sp}$).

Потери предварительного напряжения арматуры определяем по блок-схеме 1 прил. 4.

Первые потери σ_{11} . 2'. От релаксации напряжений стержневой арматуры при электротермическом способе натяжения

$$\sigma_1 = 0,03\sigma_{sp} = 0,03 \cdot 550 = 16,5 \text{ МПа}.$$

5. От температурного перепада при агрегатно-поточной технологии изготовления панели

$$\sigma_2 = 0$$

(температурный перепад отсутствует, так как нагрев арматуры и формы происходит одновременно).

7. От деформации анкеров

$$\sigma_3 = 0,$$

так как эти потери учитывают при определении полного удлинения арматуры.

8. От трения арматуры об огибающие приспособления

$$\sigma_4 = 0,$$

так как арматура прямолинейна.

12. От деформаций стальной формы

$$\sigma_5 = 0,$$

так как эти потери учитывают при определении полного удлинения арматуры.

13, 15. Для определения потерь от быстронатекающей ползучести бетона σ_6 вычисляем ряд величин.

Усилие предварительного обжатия с учетом потерь $\sigma_1 - \sigma_6$

$$P = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3 - \sigma_4 - \sigma_5) = \\ = 308(550 - 16,5) = 164,3 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

16. Эксцентриситет приложения усилия P относительно центра тяжести приведенного сечения (рис. 2.5)

$$e_{op} = y_{sp} = y_0 - a_s = 231,8 - \left(20 + \frac{14}{2}\right) = 204,8 \text{ мм.}$$

17. Сжимающее напряжение в бетоне на уровне центра тяжести арматуры A_{sp} при $y_{sp} = e_{op}$

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} + \frac{Pe_{op}y_{sp}}{I_{red}} = \frac{164,3 \cdot 10^3}{137100} + \frac{164,3 \cdot 10^3 \cdot 204,8^2}{1008 \cdot 10^8} = 8,04 \text{ МПа.}$$

То же, для крайнего верхнего волокна

$$\sigma'_{bp} = \frac{P}{A_{red}} - \frac{Pe_{op}(h - y_0)}{I_{red}} = \frac{164,3 \cdot 10^3}{137100} - \frac{164,3 \cdot 10^3 \cdot 204,8(300 - 231,8)}{1008 \cdot 10^8} < \\ < 0 - \text{растяжение.}$$

19, 20, 21. Так как $\sigma_{bp}/R_{bp} = 8,04/16 = 0,503 < \alpha = 0,25 + 0,025R_b = 0,25 + 0,025 \cdot 16 = 0,65 < 0,8$,

потери

$$\sigma_6 = 34\sigma_{bp}/R_{bp} = 34 \cdot 8,04/16 = 17,1 \text{ МПа;} \\ \sigma'_6 = 0 \text{ при } \sigma'_{bp} < 0.$$

При определении σ_{bp} и σ'_{bp} напряжениями, возникающими от веса панели, пренебрегаем, так как они не известны и уменьшают потери.

26. Первые потери

$$\sigma_{i1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6 = 16,5 + 17,1 = 33,6 \text{ МПа.}$$

Вторые потери σ_{i2} . От усадки тяжелого бетона класса В20, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении, по табл. 5 [10]

$$\sigma_8 = \sigma'_8 = 35 \text{ МПа.}$$

27, 28, 29, 30, 31. Уточняем сжимающее напряжение, учитывая момент от собственной массы панели M_g , усилие предварительного обжатия P_1 и потери σ_{i1} при $\gamma_{sp} = 1$,

$$M_g = \frac{g l n t_0^2}{8} = \frac{4,47 \cdot 5,87^2}{8} = 19,3 \text{ кН} \cdot \text{м} = 193 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

$$P_1 = A_{sp}(\sigma_{sp} - \sigma_{i1}) - \sigma_8 A_s = \\ = 308(550 - 33,6) - 17,1 \cdot 39,2 = 1584 \cdot 10^3 \text{ Н;}$$

$$\sigma_{bp1} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op} y_{sp}}{I_{red}} - \frac{M_g y_{sp}}{I_{red}} =$$

$$= \frac{1584 \cdot 10^2}{137100} + \frac{1584 \cdot 10^2 \cdot 204,8}{1008 \cdot 10^6} - \frac{193 \cdot 10^5 \cdot 204,8}{1008 \cdot 10^6} = 3,83 \text{ МПа};$$

$$\sigma'_{bp1} = \frac{P_1}{A_{red}} - \frac{P_1 e_{op} (h - y_0)}{I_{red}} + \frac{M_g (h - y_0)}{I_{red}} =$$

$$= \frac{1584 \cdot 10^2}{137100} - \frac{1584 \cdot 10^2 \cdot 204,8 (300 - 231,8)}{1008 \cdot 10^6} +$$

$$+ \frac{193 \cdot 10^5 (300 - 231,8)}{1008 \cdot 10^6} = 0,266 \text{ МПа}.$$

33. Так как

$$\frac{\sigma_{bp1}}{R_{bp}} = \frac{3,83}{16} = 0,241 < 0,75,$$

потери от ползучести бетона:

$$\sigma_9 = 128 \frac{\sigma_{bp1}}{R_{bp}} = 128 \frac{3,83}{16} = 30,6 \text{ МПа};$$

$$\sigma_9 = 128 \frac{\sigma'_{bp1}}{R_{bp}} = 128 \frac{0,266}{16} = 2,12 \text{ МПа}.$$

10. Вторые потери

$$\sigma_{i_2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 30,6 = 65,6 \text{ МПа}.$$

11. Суммарные потери

$$\sigma_i = \sigma_{i_1} + \sigma_{i_2} = 33,6 + 65,6 = 99,2 \text{ МПа} < 100 \text{ МПа}.$$

Так как по расчету $\sigma_i < 100$ МПа, в дальнейшем принимаем $\sigma_i = 100$ МПа.

2.2.12. Расчет нормальных сечений продольных ребер по образованию трещин

Расчет в стадии изготовления производим по блок-схеме 24 прил. 4.

1. Предварительное напряжение с учетом первых потерь

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{i_1} = 550 - 33,6 = 516,4 \text{ МПа}.$$

2. Не рассматриваем, так как верхняя предварительно напрягаемая арматура отсутствует ($A'_{sp} = 0$).

3. Напряжение $\sigma_s = \sigma_8 = 17,1$ МПа.

4. Напряжение $\sigma'_s = \sigma'_8 = 0$.

5. Усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь

$$P_1 = \sigma_{sp1} A_{sp} - \sigma_s A_s = 516,4 \cdot 308 - 17,1 \cdot 39,2 = 1584 \cdot 10^2 \text{ Н}.$$

6. Эксцентриситет усилия P_1

$$e_{op1} = \frac{\sigma_{sp1} A_{sp} y_{sp} - \sigma_s A_s y_s}{P_1} = \frac{516,4 \cdot 308 \cdot 204,8 - 17,1 \cdot 39,2 \cdot 213,8}{1584 \cdot 10^2} = 204,7 \text{ мм},$$

где $y_s = y_0 - a_s = 231,8 - 18 = 213,8$ мм — расстояние от центра тяжести арматуры A_s до центра тяжести приведенного сечения.

7. Максимальное напряжение в сжатом бетоне от усилия обжатия и внешней нагрузки

$$\sigma_b = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op1} y_{sp}}{I_{red}} + \frac{M_g y_{sp}}{I_{red}} =$$

$$= \frac{1584 \cdot 10^2}{137100} + \frac{1584 \cdot 10^2 \cdot 204,7 \cdot 204,8}{1008 \cdot 10^6} + \frac{326 \cdot 10^4 \cdot 204,8}{1008 \cdot 10^6} = 8,39 \text{ МПа},$$

где M_g — изгибающий момент от собственной массы плиты покрытия в месте расположения монтажных петель на расстоянии $l = 1,02$ м от торца плиты с учетом коэффициента динамичности $k_d = 1,4$,

$$M_g = \frac{g_1 n k_d l^2}{2} = \frac{4,47 \cdot 1,4 \cdot 1,02^2}{2} = 3,2 \text{ кН} \cdot \text{м} = 326 \cdot 10^4 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

8. Напряжение

$$\sigma_b = 8,39 \text{ МПа} < k R_{bp} = 0,75 \cdot 16 = 12 \text{ МПа},$$

где коэффициент $k = 0,75$ принят по табл. 7 [10].

9—12. Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней ядровой точки

$$r = \varphi \frac{W'_{red}}{A_{red}} = 0,9 \frac{1478 \cdot 10^4}{137100} = 97 \text{ мм},$$

где $\varphi = 1,6 - \sigma_b / R_{bp, ser} = 1,6 - 8,39 / 12 = 0,9 < 1$ и больше 0,7 (здесь $R_{bp, ser} = 12$ МПа принято для $R_{bp} = 16$ МПа по интерполяции между классами бетона В15 и В20 по табл. 1 прил. 1).

13. Момент обжатия относительно нижней границы ядра сечения

$$M_{rp} = P_1 (e_{op1} - r) = 1584 \cdot 10^2 (204,7 - 97) = 1706 \cdot 10^4 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

14,15. Проверяем условие трещинообразования

$$M_r = M_g = 326 \cdot 10^4 \text{ Н} \cdot \text{мм} < M_{cr} = R_{bt, p, ser} W'_{pl} - M_{rp} =$$

$$= 1,2 \cdot 217 \cdot 10^4 - 1706 \cdot 10^4 = 954 \cdot 10^4 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

где $R_{bt, p, ser} = 1,2$ МПа принято для $R_{bp} = 16$ МПа по интерполяции табличных данных между классами В15 и В20.

Условие выполняется, поэтому трещины в верхней зоне по всей длине панели в стадии изготовления не образуются.

Расчет в стадии эксплуатации производим по блок-схеме 23 прил. 4 ($M_z = M = 4270 \cdot 10^4 \text{ Н} \cdot \text{мм}$ при $\gamma_f = 1$).

1. Предварительное напряжение с учетом суммарных потерь

$$\sigma_{sp2} = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_l) = 0,9 (550 - 100) = 405 \text{ МПа},$$

где $\gamma_{sp} = 1 - \Delta \gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9$.

2. Напряжение σ'_{sp2} не определяем, так как арматура A'_{sp} отсутствует.

3. Напряжение в нижней продольной ненапрягаемой арматуре A_s , вызванное усадкой и ползучестью бетона,

$$\sigma_s = \sigma_\sigma + \sigma_\delta + \sigma_\rho = 17,1 + 35 + 30,5 = 82,6 \text{ МПа.}$$

4. То же, в верхней арматуре

$$\sigma'_s = \sigma'_\sigma + \sigma_\delta + \sigma'_\rho = 35 \text{ МПа.}$$

5. Усилие предварительного обжатия с учетом суммарных потерь

$$\begin{aligned} P_2 &= \sigma_{sp2} A_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s = \\ &= 405 \cdot 308 - 82,6 \cdot 39,2 - 35 \cdot 240,8 = 1131 \cdot 10^3 \text{ Н.} \end{aligned}$$

6. Эксцентриситет усилия

$$\begin{aligned} e_{op2} &= \frac{\sigma_{sp2} A_{sp} y_{sp} - \sigma_s A_s y_s + \sigma'_s A'_s y'_s}{P_2} = \\ &= \frac{405 \cdot 308 \cdot 204,8 - 82,6 \cdot 39,2 \cdot 213,8 + 35 \cdot 240,8 \cdot 53,2}{1131 \cdot 10^3} = 224,8 \text{ мм,} \end{aligned}$$

где $y'_s = h - y_0 - a'_s = 300 - 231,8 - 15 = 53,2 \text{ мм.}$

7. Напряжение в верхнем волокне бетона

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{P_2}{A_{red}} - \frac{P_2 e_{op2} (h - y_0)}{I_{red}} + \frac{M (h - y_0)}{I_{red}} = \\ &= \frac{1131 \cdot 10^3}{137100} - \frac{1131 \cdot 10^3 \cdot 224,8 (300 - 231,8)}{1008 \cdot 10^6} + \\ &+ \frac{4270 \cdot 10^4 (300 - 231,8)}{1008 \cdot 10^6} = 2,002 \text{ МПа (сжатие).} \end{aligned}$$

8, 9, 10, 12. Коэффициент

$$\varphi = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b, ser}} = 1,6 - \frac{2,002}{15} = 1,47 > 1,$$

принимаем $\varphi = 1$.

11. Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней ядровой точки

$$r' = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}} = 1 \cdot \frac{4348 \cdot 10^3}{137100} = 31,7 \text{ мм.}$$

14. Момент обжатия относительно верхней границы ядра сечения

$$M_{rp} = P_2 (e_{op2} + r') = 1131 \cdot 10^3 (224,8 + 31,7) = 2889 \cdot 10^4 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$$

15,16. Проверим условие трещинообразования

$$\begin{aligned} M_r &= M = 4270 \cdot 10^4 \text{ Н} \cdot \text{мм} > M_{crc} = R_{bt, ser} W_{pl} + M_{rp} = \\ &= 1,4 \cdot 7609 \cdot 10^3 + 2889 \cdot 10^4 = 3954 \cdot 10^4 \text{ Н} \cdot \text{мм,} \end{aligned}$$

то есть нормальные трещины на стадии эксплуатации образуются.

Конец блок-схемы 23 прил. 4 упрощен, так как расчет по образованию нормальных трещин в стадии изготовления показал, что трещин в верхней зоне нет

2.2.13. Расчет по раскрытию трещин, нормальных к оси продольных ребер

Раскрытие трещин в курсовом и дипломном проектировании допускается определять несколько упрощенно. Для изгибаемых элементов, имеющих относительно тонкую, но широкую сжатую полку при $x \ll h'$ (где x — высота сжатой зоны при расчете по прочности), плечо внутренней пары сил может быть приближенно принято постоянным и равным

$$z = h_0 - \frac{h_f'}{2} = 273 - \frac{30}{2} = 258 \text{ мм},$$

а относительная высота сжатой зоны

$$\xi = \frac{h_f'}{h_0} = \frac{30}{273} = 0,11.$$

Непродолжительное раскрытие трещин. Расчет начинаем с п. 15 блок-схемы 26 прил. 4.

15. Приращение напряжений в растянутой арматуре от действия внешней нагрузки

$$\sigma_s = \frac{M - P_z(z - e_{sp2})}{(A_s + A_{sp})z} = \frac{4270 \cdot 10^4 - 1131 \cdot 10^2(258 + 20)}{(39,2 + 308)258} = 113,6 \text{ МПа},$$

где $M = 4270 \cdot 10^4 \text{ Н} \cdot \text{мм}$ — момент от полной нагрузки при $\gamma_l = 1$;
 $e_{sp2} = y_{sp} - e_{op2} = 204,8 - 224,8 = -20 \text{ мм}$.

20. Ширина непродолжительного раскрытия трещин от полной нагрузки

$$a_{crc, 1} = \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d} =$$

$$= 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{113,6}{1,9 \cdot 10^5} 20(3,5 - 100 \cdot 0,007) \sqrt[3]{14} = 0,081 \text{ мм},$$

где $\delta = 1$ — для изгибаемых элементов; $\varphi_l = 1$ — для кратковременного действия нагрузки; $\eta = 1$ — для стержневой арматуры периодического профиля;

$$\mu = \frac{A_s + A_{sp}}{bh_0} = \frac{39,2 + 308}{180 \cdot 273} = 0,007 < 0,2$$

— коэффициент армирования; $d = 14 \text{ мм}$ — диаметр арматуры, мм.

Ширину непродолжительного раскрытия трещин с учетом ширины продолжительного раскрытия от действия постоянных нагрузок можно определить по формуле

$$a_{crc} = a_{crc, 1} \left[1 + (\varphi_l - 1) \frac{\sigma_{st}}{\sigma_s} \right] =$$

$$= 0,081 \left[1 + (1,495 - 1) \frac{29,7}{113,6} \right] = 0,091 \text{ мм},$$

где σ_{sl} — приращение напряжений в арматуре от действия постоянных нагрузок,

$$\sigma_{sl} = \frac{M_l - P_2(z - e_{sp})}{(A_s + A_{sp})z} = \frac{3410 \cdot 10^4 - 1131 \cdot 10^2(258 + 20)}{(39,2 + 308) 258} = 29,7 \text{ МПа};$$

$\varphi_l = 1,6 - 15\mu = 1,6 - 15 \cdot 0,007 = 1,495$ — для продолжительного действия нагрузок.

Ширина раскрытия трещин

$$a_{crc} = 0,091 \text{ мм} < [a_{crc}] = 0,4 \text{ мм},$$

то есть находится в допустимых пределах.

Продолжительное раскрытие трещин.

$$a_{crc2} = \delta\varphi_l \eta \frac{\sigma_{sl}}{E_s} 20(3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{\bar{d}} = 1 \cdot 1,495 \times \\ \times 1 \frac{29,7}{1,9 \cdot 10^5} 20(3,5 - 100 \cdot 0,007) \sqrt[3]{14} = 0,032 \text{ мм} < [a_{crc}] = 0,3 \text{ мм},$$

то есть ширина раскрытия трещин находится в допустимых пределах.

2.2.14. Расчет наклонных сечений продольных ребер по образованию трещин

Расчет производим у грани опоры.

Так как поперечная сила при $\gamma_l = 1$

$$Q = 29 \cdot 10^3 \text{ Н} < \varphi_{b3} R_{bt, ser} b h_0 = 0,6 \cdot 1,4 \cdot 180 \cdot 273 = \\ = 41,27 \cdot 10^3 \text{ Н},$$

трещины, наклонные к продольной оси элемента, не образуются.

2.2.15. Расчет прогибов плиты покрытия

Расчет выполняем с использованием блок-схемы 30 прил. 4.

Изгибающие моменты принимают при $\gamma_l = 1$.

Непродолжительное действие всей нагрузки. 4. Момент

$$M = M_r + P_2 e_{sp2} = 4270 \cdot 10^4 + 1131 \cdot 10^2(-20) = 4044 \cdot 10^4 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

2. Коэффициент

$$\varphi_l = \frac{(b'_f - b) h'_f + \frac{\alpha}{2\nu} A'_s}{b h_0} = \frac{(2950 - 180) 30 + \frac{7,08}{2 \cdot 0,45} \cdot 240,8}{180 \cdot 273} = 1,762,$$

где $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1,7 \cdot 10^5}{2,4 \cdot 10^4} = 7,08$; $\nu = 0,45$ — коэффициент, характеризующий упруго-пластическое состояние бетона сжатой зоны, при кратковременном действии нагрузки.

5, 7. Не рассматриваем, так как величины ξ и z ранее приняты упрощенно.

8. Эксцентриситет

$$e_{s, tot} = \left[\frac{M}{P_2} \right] = \frac{4044 \cdot 10^4}{1131 \cdot 10^2} = 358 \text{ мм.}$$

9,10. Величины $\xi = 0,11$ и $z = 258$ мм приняты ранее.

11,12. Коэффициент

$$\varphi_m = \frac{R_{bt, ser} W_{pl}}{M_r - M_{rp}} = \frac{1,4 \cdot 7609 \cdot 10^3}{4270 \cdot 10^4 - 2889 \cdot 10^4} = 0,771 < 1.$$

14,17. Коэффициент

$$\begin{aligned} \psi_s &= 1,25 - \varphi_{ls} \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8\varphi_m) \frac{e_{s, tot}}{h_0}} = 1,25 - \\ &- 1,1 \cdot 0,771 - \frac{1 - 0,771^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,771) \frac{358}{273}} = 0,255 < 1, \end{aligned}$$

где $\varphi_{ls} = 1,1$ для арматуры периодического профиля.

10. Кривизна

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r} \right)_1 &= \frac{M}{h_{oz}} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s + E_s A_{sp}} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) b h_0 E_{bv}} \right] - \frac{P_2}{h_0} \cdot \frac{\psi_s}{E_s A_s + E_s A_{sp}} = \\ &= \frac{4044 \cdot 10^4}{273 \cdot 258} \left[\frac{0,255}{1,7 \cdot 10^5 \cdot 39,2 + 1,9 \cdot 10^5 \cdot 308} + \right. \\ &+ \left. \frac{0,9}{(1,762 + 0,11) 180 \cdot 273 \cdot 2,6 \cdot 10^4 \cdot 0,45} \right] - \frac{1131 \cdot 10^2}{273} \times \\ &\times \frac{0,255}{1,7 \cdot 10^5 \cdot 39,2 + 1,9 \cdot 10^5 \cdot 308} = 1,15 \cdot 10^{-6} \text{ мм}^{-1}. \end{aligned}$$

Непродолжительное действие постоянных нагрузок. 4. Момент

$$\begin{aligned} M &= M_r + P_2 e_{sp} = 3410 \cdot 10^4 + 1131 \cdot 10^2 (-20) = \\ &= 3184 \cdot 10^4 \text{ Н} \cdot \text{мм}. \end{aligned}$$

5,7. Не рассматриваем.

6. Значение коэффициента $\varphi_f = 1,762$ не меняется.

8. Эксцентриситет

$$e_{s, tot} = \left[\frac{M}{P_2} \right] = \frac{3184 \cdot 10^4}{1131 \cdot 10^2} = 282 \text{ мм.}$$

9,10. Величины ξ и z не меняются:

11, 12, 13. Коэффициент

$$\varphi_m = \frac{1,4 \cdot 7609 \cdot 10^3}{3410 \cdot 10^4 - 2889 \cdot 10^4} = 2,04 > 1.$$

Принимаем $\varphi_m = 1$.

14, 17. Коэффициент

$$\psi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 1 = 0,15 < 1.$$

19. Кривизна

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{3184 \cdot 10^4}{273 \cdot 258} \left[\frac{0,15}{1,7 \cdot 10^6 \cdot 39,2 + 1,9 \cdot 10^6 \cdot 308} + \frac{0,9}{(1,762 + 0,11) 180 \cdot 273 \cdot 2,4 \cdot 10^4 \cdot 0,45} \right] - \frac{1131 \cdot 10^3}{273} \times \frac{0,15}{1,7 \cdot 10^6 \cdot 39,2 + 1,9 \cdot 10^6 \cdot 308} = 0,5 \cdot 10^{-6} \text{ мм}^{-1}.$$

Продолжительное действие постоянной нагрузки. 4. Момент $M = 3184 \cdot 10^4 \text{ Н} \cdot \text{мм}$, то есть его значение не изменилось.

5, 7. Не рассматриваем.

6. При $\nu = 0,15$ для продолжительного действия нагрузки и влажности воздуха окружающей среды свыше 40 %

$$\varphi_f = \frac{(2950 - 180) 30 + \frac{7,08 \cdot 240,8}{2 \cdot 0,15}}{180 \cdot 273} = 1,807.$$

8—13. Значения величин e_s , tot , ξ , z и φ_m не изменились.

14,17. Коэффициент

$$\Psi_s = 1,25 - 0,8 \cdot 1 = 0,45 < 1,$$

где $\varphi_{fs} = 0,8$ при продолжительном действии нагрузки.

19. Кривизна

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{3184 \cdot 10^4}{273 \cdot 258} \left[\frac{0,45}{1,7 \cdot 10^6 \cdot 39,2 + 1,9 \cdot 10^6 \cdot 308} + \frac{0,9}{(1,807 + 0,11) 180 \cdot 273 \cdot 2,4 \cdot 10^4 \cdot 0,15} \right] - \frac{1131 \cdot 10^3}{273} \times \frac{0,45}{1,7 \cdot 10^6 \cdot 39,2 + 1,9 \cdot 10^6 \cdot 308} = 1,46 \cdot 10^{-6} \text{ мм}^{-1}.$$

Кривизну, обусловленную выгибом панели покрытия вследствие усадки и ползучести от усилия предварительного обжатия, определим по блок-схеме 30 прил. 4, пп. 20—24.

20. Напряжение

$$\sigma_s = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 = 17,1 + 35 + 30,5 = 82,6 \text{ МПа}.$$

21. Относительная деформация

$$\epsilon_b = \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{82,6}{1,9 \cdot 10^6} = 435 \cdot 10^{-6}.$$

22. Напряжение

$$\sigma'_s = \sigma'_6 + \sigma'_8 + \sigma'_9 = 35 \text{ МПа}.$$

23. Относительная деформация

$$\epsilon'_b = \frac{\sigma'_s}{E_s} = \frac{35}{1,9 \cdot 10^6} = 184 \cdot 10^{-6}.$$

15. Кривизна

$$\left(\frac{1}{r}\right)_4 = \frac{e_b - e'_b}{h_0} = \frac{432 \cdot 10^{-6} - 184 \cdot 10^{-6}}{273} = 0,91 \cdot 10^{-6} \text{ мм}^{-1}.$$

Полную кривизну с учетом продолжительного действия нагрузки определим по формуле

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 = 1,15 \cdot 10^{-6} - 0,5 \cdot 10^{-6} + 1,46 \cdot 10^{-6} - 0,91 \cdot 10^{-6} = 1,2 \cdot 10^{-6} \text{ мм}^{-1}.$$

Прогиб определяем по упрощенной формуле

$$f_{tot} = s \frac{1}{r} l_0^2 = \frac{5}{48} 1,2 \cdot 10^{-6} \cdot 5870^2 = 4,31 \text{ мм},$$

где $s = 5/48$ для равномерно распределенной нагрузки;

$$f_{tot} = 4,31 \text{ мм} < [f] = 30 \text{ мм},$$

то есть прогиб не превышает допустимого значения.

Так как полученные значения ширины раскрытия трещин и прогибов намного меньше максимально допустимых значений, то нет необходимости в более точном их определении.

2.2.16. Расчет прочности плиты покрытия на воздействие предварительного обжатия в стадии изготовления, транспортирования и монтажа

Расчету подлежит сечение под монтажной петлей, то есть на расстоянии $l = 1020$ мм от торца панели.

В этом случае усилие предварительного обжатия P вводится в расчет как внешняя нагрузка при коэффициенте точности натяжения $\gamma_{sp} > 1$ с учетом проявления первых потерь и коэффициенте надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$.

$$P = (\gamma_{sp} \sigma_{sp1} - 330) A_{sp} \gamma_n = (1,1 \cdot 516,4 - 330) 308 \cdot 0,95 = 69650 \text{ Н},$$

где коэффициент $\gamma_{sp} = 1 + \Delta\gamma_{sp} = 1 + 0,1 = 1,1$.

Суммарный изгибающий момент от усилия предварительного обжатия и собственной массы плиты покрытия

$$M = P e_{op} + M_g = 69650 \cdot 204,7 + 326 \cdot 10^4 = 1752 \cdot 10^4 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

где e_{op} и M_g определены ранее.

Эксцентриситет приложения усилия

$$e_0 = \frac{M}{P} = \frac{1752 \cdot 10^4}{69650} = 252 \text{ мм}.$$

Далее расчет выполняем по блок-схеме 19 прил. 4.

Расчетное сечение (рис. 2.6) рассматриваем как внецентренно сжатое прямоугольное, так как полка находится в растянутой зоне.

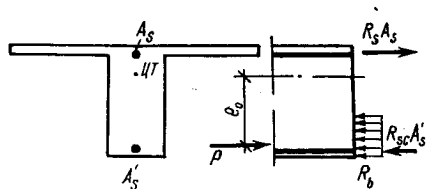


Рис. 2.6. Напряженно-деформированное состояние сечения панели при расчете в стадии монтажа

$= 9,26 \cdot 1,2 = 11,11$ МПа (здесь 9,26 МПа по интерполяции табличных данных между В15 и В20 для $R_{bp} = 16$ МПа).

4. Коэффициент $\gamma_{b2} > 1$, так как рассматривается непродолжительное действие нагрузки.

5, 6. Граничная относительная высота сжатой зоны

$$\xi_R = \frac{0,761}{1 + \frac{370}{400} \left(1 - \frac{0,761}{1,1}\right)} = 0,592.$$

7, 8, 9. Высота сжатой зоны с учетом несимметричного армирования

$$x = \frac{P - R_{sp} A'_s + R_s A_s}{R_b b} = \frac{69650 - 370 \cdot 39,2 + 370 \cdot 240,8}{11,11 \cdot 180} = 83,8 \text{ мм} < x_R = \xi_R h_0 = 167 \text{ мм}.$$

10. Условие

$$P e = 69650 \cdot 302,2 = 2105 \cdot 10^4 \text{ Н} \cdot \text{мм} < R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) = 11,11 \cdot 180 \cdot 83,8 (282 - 0,5 \cdot 83,8) + 370 \cdot 39,2 (282 - 18) = 4407 \cdot 10^4 \text{ Н} \cdot \text{мм}$$

выполняется, то есть прочность плиты достаточна.

2.3. БАЛКИ ПОКРЫТИЙ

Железобетонные стропильные балки применяют для покрытий зданий небольших и средних пролетов. Наиболее распространены стропильные балки пролетами 12 и 18 м, реже пролетами 6 и 9 м.

Для скатных кровель применяют двускатные балки с уклоном верхней полки от конька 1 : 10 — 1 : 15, односкатные балки постоянной высоты и с ломаным очертанием нижней полки. Односкатные балки применяют в двухпролетных зданиях, в крайних пролетах многопролетных зданий и в пристройках.

Для плоских кровель используют балки постоянной высоты с параллельными полками.

Сечение балок в пролете обычно прямоугольное, тавровое или двутавровое, на опорах прямоугольное. При прямоугольной форме сечения балки в ней устраивают отверстия (решетчатые балки).

Балки изготовляют из бетона классов В20—В60. Балки, длиной 12 м и более армируют предварительно напряженной арматурой с натяжением на упоры. В качестве напряженной арматуры применяют высокопрочную проволоку, канаты из нее, а также стержни повышенной прочности.

Сборные балки рассчитывают как свободно опертые на двух опорах. Расчетный пролет принимают с учетом деталей опирания балки на колонны.

Нагрузка на стропильные балки от веса покрытия и снега передается через ребра панелей в виде сосредоточенных сил. При расположении по длине пяти и более сосредоточенных сил балки можно рассчитывать на равномерно распределенную нагрузку. Передаваемые через стойки нагрузки от фонаря, а также от подвесного транспорта и подвесных грузов учитывают как сосредоточенные. В местах перепадов высот здания дополнительные нагрузки от снега, передаваемые через ребра плит, следует также рассматривать как сосредоточенные.

Расчет прочности и трещиностойкости стропильных балок переменной высоты с ломаной верхней или нижней полками на действие изгибающего момента в нормальных сечениях ведут по наиболее невыгодному сечению, находящемуся на расстоянии $(0,37...0,4) l_0$ от опоры.

2.4. РАСЧЕТ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ДВУСКАТНОЙ РЕШЕТЧАТОЙ БАЛКИ ПОКРЫТИЯ ПРОЛОТОМ 18 м

2.4.1. Данные для проектирования

Тяжелый бетон класса В30; коэффициент условия работы $\gamma_{b2} = 0,9$ ($R_b = 17 \cdot 0,9 = 15,3$ МПа; $R_{bt} = 1,2 \cdot 0,9 = 1,08$ МПа; $R_{b,ser} = 22$ МПа; $R_{bt,ser} = 1,8$ МПа; $E_b = 32,5 \cdot 10^3$ МПа).

Предварительно напрягаемая арматура класса А-V ($R_s = 680$ МПа; $R_{s,ser} = 785$ МПа; $E_s = 1,9 \cdot 10^5$ МПа).

Ненапрягаемая арматура класса А-III (при диаметре $d < 10$ мм $R_s = 355$ МПа; при $d \geq 10$ мм $R_s = 365$ МПа; $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа) и из арматурной проволоки периодического профиля класса Вр-I диаметром 5 мм ($R_s = 360$ МПа; $R_{sw} = 290$ МПа; $E_s = 1,7 \times 10^5$ МПа).

Применен механический способ натяжения арматуры на упоры формы. Предварительное напряжение $\sigma_{sp} = 740$ МПа. Обжатие бетона производится при передаточной прочности $R_{bp} = 24$ МПа > 11 МПа.

Бетон подвергается тепловой обработке.

На балки опираются ребристые панели размером 3×6 м.

Балки эксплуатируются при влажности воздуха более 40 %.

Чертеж балки покрытия приведен на рис. 2.7.

Балку покрытия рассчитываем с некоторыми упрощениями.

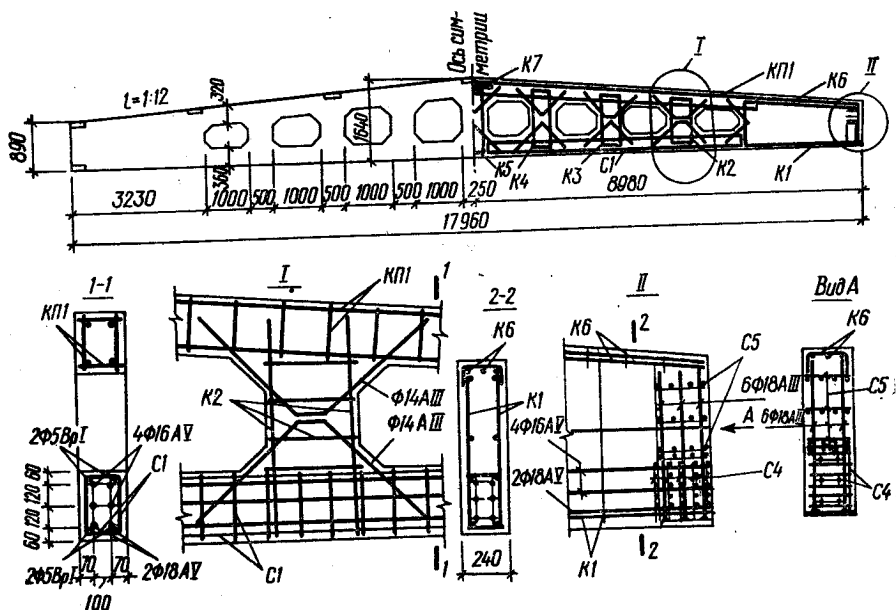


Рис. 2.7. Двускатная решетчатая балка покрытия пролетом 18 м

2.4.2. Расчетный пролет и нагрузки

Расчетный пролет балки по осям опор

$$l_0 = 17,96 - 2 \cdot 0,13 = 17,7 \text{ м,}$$

где 0,13 м — расстояние от торца балки до оси опоры.

Нагрузку от собственной массы балки принимаем равномерно распределенной.

Нагрузка на 1 м балки при собственной массе 10,4 т и коэффициентах надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$ и по нагрузке $\gamma_f = 1$

$$g_{n1} = \frac{10,4 \cdot 9,81 \cdot 0,95}{17,96} = 5,4 \text{ кН/м.}$$

Таблица 2.3

Вид нагрузки	Нагрузка при $\gamma_f = 1$, кН	Кэф. фици-ент γ_f	Нагрузка при $\gamma_f > 1$, кН
Постоянная			
Панель покрытия с бетоном замоноличивания (табл. 2.1)	$1,49 \cdot 3 \cdot 6 = 26,82$	1,1	29,5
Изоляционный ковер (табл. 2.1)	$1,15 \cdot 3 \cdot 6 = 20,7$	1,3	26,91
Итого	$G_n = 47,52$		$G = 56,41$
Временная (кратковременная)			
Снеговая	$S_n = 0,67 \cdot 3 \cdot 6 = 12,06$	1,4	$S = 16,88$

Нагрузка при коэффициенте $\gamma_f = 1,1$

$$g_1 = 5,4 \cdot 1,1 = 5,94 \text{ кН/м.}$$

Нагрузки, передающиеся от панелей покрытия в виде сосредоточенных сил с учетом коэффициента $\gamma_n = 0,95$, приведены в табл. 2.3.

2.4.3. Усилия

Расчетная схема решетчатой балки представляет собой свободно опертую многократно статически неопределимую замкнутую раму с жесткими узлами. Нахождение усилий и прогибов в такой раме возможно только с применением ЭВМ. Для упрощения расчета в курсовом и дипломном проектировании можно рассматривать решетчатую балку как балку с отверстиями. Расчетная схема такой балки представлена на рис. 2.8. Усилия в поясах балки при принятой расчетной схеме близки к действительным.

Поперечная сила на опоре (реакция опоры):
при коэффициенте $\gamma_f = 1$ от полной нагрузки

$$Q_{\max} = \frac{g_{n1}l_0}{2} + \frac{5(G_n + S_n)}{2} = \frac{5,4 \cdot 17,7}{2} + \frac{5(47,52 + 12,06)}{2} = 196,7 \text{ кН;}$$

от длительно действующей нагрузки

$$Q_{l, \max} = \frac{g_{n1}l_0}{2} + \frac{5G_n}{2} = \frac{5,4 \cdot 17,7}{2} + \frac{5 \cdot 47,52}{2} = 166,6 \text{ кН;}$$

при $\gamma_f > 1$ от полной нагрузки

$$Q_{\max} = \frac{g_1l_0}{2} + \frac{5(G + S)}{2} = \frac{5,94 \cdot 17,7}{2} + \frac{5(56,41 + 16,88)}{2} = 235,8 \text{ кН.}$$

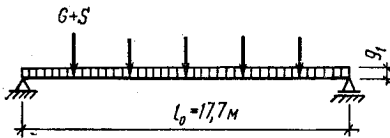


Рис. 2.8. Расчетная схема балки

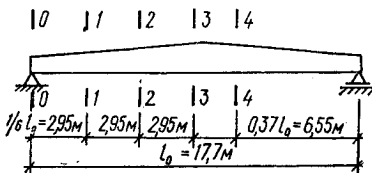


Рис. 2.9. Схема балки с расчетными сечениями

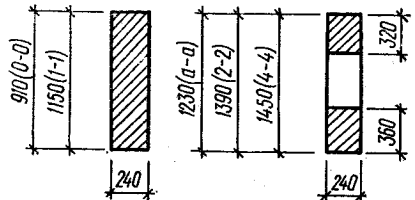


Рис. 2.10. Расчетные сечения балки

Таблица 2.4

Сечение	x, м	Длительно действующая нагрузка $\gamma_f = 1$	Полная нагрузка		Сечение	x, м	Длительно действующая нагрузка $\gamma_f = 1$	Полная нагрузка	
			$\gamma_f = 1$	$\gamma_f > 1$				$\gamma_f = 1$	$\gamma_f > 1$
1—1	2,95	462,1	549,1	660	3—3	8,85	833	990,1	1096
2—2	5,9	739,7	879,4	1057	4—4 (0,37l ₀)	6,55	764,3	907,7	1091

Изгибающие моменты определяем в сечениях балки (рис. 2.9) по формуле

$$M = Qx - \frac{g_1 x^2}{2} - \sum (G + S)_i (x - a_i),$$

где x — расстояние от опоры до рассматриваемого сечения; a_i — расстояние от опоры до сосредоточенной силы (учитываются силы, расположенные левее рассматриваемого сечения).

Значения моментов, кН · м, приведены в табл. 2.4.

2.4.4. Расчет прочности нормальных сечений

Прочность балки по нормальным сечениям определяем в расчетном сечении 4—4 на расстоянии 0,37 l_0 от опоры (рис. 2.9 и 2.10).

Высота сечения

$$h = 890 + (130 + 0,37 \cdot 17700) \frac{1}{12} = 1450 \text{ мм},$$

где 1 : 12 — уклон верхнего пояса балки; 130 мм — расстояние от торца балки до оси опоры. Далее расчет производим по блок-схеме 9 прил. 4.

1. Рабочая высота сечения

$$h_0 = h - a = 1450 - \frac{360}{2} = 1270 \text{ мм}.$$

2. Коэффициент

$$\omega = \alpha - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 15,3 = 0,728,$$

где $\alpha = 0,85$ для тяжелого бетона.

6. При механическом способе напряжения коэффициент $\Delta\gamma_{sp} = 0,1$.

7. Потери предварительного напряжения от деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств,

$$\sigma_s = \frac{\Delta l}{l} E_s = \frac{3,95}{18000} 19 \cdot 10^4 = 41,7 \text{ МПа},$$

где $\Delta l = 1,25 + 0,15 d = 1,25 + 0,15 \cdot 18 = 3,95$ мм (здесь $d = 18$ мм — предварительно принятый диаметр продольной рабочей арматуры).

8. Потери предварительного напряжения от деформаций стальной формы $\sigma_5 = 30$ МПа (при отсутствии данных о форме).

9. Предварительное напряжение в напрягаемой арматуре до обжатия бетона при коэффициенте точности натяжения $\gamma_{sp} < 1$ и с учетом потерь σ_3 и σ_5

$$\begin{aligned}\sigma_{sp1} &= \sigma_{sp}(1 - \Delta\gamma_{sp}) - \sigma_3 - \sigma_5 = \\ &= 740(1 - 0,1) - 41,7 - 30 = 594,3 \text{ МПа.}\end{aligned}$$

10, 11. Напряжение $\Delta\sigma_{sp}$:

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500 \frac{\sigma_{sp1}}{R_s} - 1200 = 1500 \frac{594,3}{680} - 1200 = 111 \text{ МПа} > 0.$$

12. Предварительное напряжение в арматуре при неизвестных полных потерях для расчета напряжений σ_{sR} принимаем

$$\sigma_{sp} = 0,6R_s = 0,6 \cdot 680 = 408 \text{ МПа.}$$

13. Напряжение σ_{sR} :

$$\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} = 680 + 400 - 408 - 111 = 561 \text{ МПа.}$$

14, 15. При коэффициенте $\gamma_{b2} = 0,9$ напряжение $\sigma_{sc,u} = 500$ МПа.

16. Граничная относительная высота сжатой зоны

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,728}{1 + \frac{561}{500} \left(1 - \frac{0,728}{1,1}\right)} = 0,528.$$

15. Условие

$$\begin{aligned}M &= 1091 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} < R_b b_f h_f (h_0 - 0,5h_f) = \\ &= 15,3 \cdot 240 \cdot 320 (1270 - 0,5 \cdot 320) = 1304 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}\end{aligned}$$

выполняется, то есть нейтральная ось находится в пределах верхнего пояса решетчатой балки.

Расчет продолжаем по блок-схеме 6 прил. 4, начиная с п. 7.

7. Величина

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b_f h_0^2} = \frac{1091 \cdot 10^6}{15,3 \cdot 240 \cdot 1270^2} = 0,184.$$

8. При $\alpha_m = 0,184$ по табл. 4 прил. 2 $\xi = 0,208$.

9. Условие $\xi = 0,208 < \xi_R = 0,528$ выполняется.

10. Вычисляем коэффициент условия работы

$$\begin{aligned}\gamma_{s6} &= \eta - (\eta - 1) \left(2 \frac{\xi}{\xi_R} - 1\right) = 1,15 - \\ &- (1,15 - 1) \left(2 \frac{0,208}{0,528} - 1\right) = 1,18,\end{aligned}$$

где $\eta = 1,15$ для арматуры класса А-V.

11. Так как

$$\gamma_{s6} = 1,18 > \eta = 1,15,$$

принимаем $\gamma_{s6} = 1,15$.

12. При $\alpha_m = 0,184$ по табл. 4 прил. 2 $\xi = 0,897$.

13. Требуемая площадь сечения продольной арматуры без учета обычной арматуры, устанавливаемой по конструктивным требованиям,

$$A_{sp1} = \frac{M}{\gamma_{s6} R_s \xi h_0} = \frac{1091 \cdot 10^6}{1,15 \cdot 680 \cdot 0,897 \cdot 1270} = 1224 \text{ мм}^2.$$

14, 15. Коэффициент армирования можно не проверять, так как в таких тяжело нагруженных конструкциях, как стропильные балки, соблюдение условия $\mu > \mu_{min}$ гарантировано.

16. Принимаем арматуру 4 $\varnothing 16AV$ и 2 $\varnothing 18AV$, $A_{sp} = 804 + 509 = 1313 \text{ мм}^2 > A_{sp1} = 1224 \text{ мм}^2$.

2.4.5. Расчет прочности наклонных сечений по поперечной силе

Рассчитаем наклонные сечения, начало которых находится по грани опоры балки (рис. 2.11).

Для расчета используем блок-схему 15 прил. 4.

Рассматриваем наклонное сечение с длиной проекции несколько больше рабочей высоты сечения балки, но меньшие расстояния от ближайшей сосредоточенной нагрузки F_1 до грани опоры:

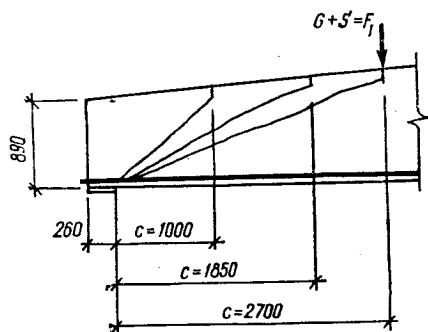
$$a_1 = 1 \text{ м} = 1000 \text{ мм}.$$

Высота сечения балки в конце наклонного сечения

$$h = 890 + (1000 + 260) \frac{1}{12} = 995 \text{ мм}.$$

Далее расчет производим по блок-схеме.

1, 2. Рабочая высота сечения



$$h_0 = h - a = 995 - 50 = 945 \text{ мм} < a_1 = 1000 \text{ мм};$$

при расчете наклонных сечений по поперечной силе рабочую высоту сечения разрешается принимать до центра тяжести нижнего ряда рабочей арматуры.

3. Минимальная поперечная сила, воспринимаемая бетоном

$$Q_b = \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0 = 0,6 (1 + 0,212) 1,08 \cdot 240 \cdot 945 = 178100 \text{ Н},$$

Рис. 2.11. К расчету наклонного сечения балки

где $\varphi_{b3} = 0,6$ для тяжелого бетона;

$$\begin{aligned}\varphi_n &= 0,1 \frac{P}{R_{bt} b h_0} = 0,1 \frac{(\sigma_{sp} - \sigma_l) (1 - \Delta\gamma_{sp}) A_{sp}}{R_{bt} b h_0} = \\ &= 0,1 \frac{(740 - 300) (1 - 0,1) 1313}{1,08 \cdot 240 \cdot 945} = 0,212\end{aligned}$$

(здесь потери предварительного напряжения ориентировочно приняты равными $\sigma_l = 300$ МПа).

4. Так как

$$Q_1 = Q = 235800 \text{ Н} > Q_b = 178100 \text{ Н},$$

расчет продолжаем.

5, 6. Максимальная длина проекции наклонного сечения

$$c = \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} h_0 = \frac{2}{0,6} 945 = 3150 \text{ мм} > a_1 = 1000 \text{ мм}.$$

7. Принимаем длину проекции наклонного сечения

$$c_1 = a_1 = 1000 \text{ мм}.$$

8, 9. Поперечная сила

$$\begin{aligned}Q_{b2} &= \varphi_{b2} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / c_1 = 2 (1 + 0,212) 1,08 \cdot 240 \cdot 945^2 / 1000 = \\ &= 561100 \text{ Н} > Q_1 = 235800 \text{ Н},\end{aligned}$$

то есть в рассмотренном наклонном сечении поперечная арматура по расчету не требуется.

Так как поперечная сила Q_{b2} более чем в два раза превышает силу Q_1 , рассматриваем следующее наклонное сечение с длиной проекции, равной расстоянию от грани опоры до точки приложения первой сосредоточенной нагрузки:

$$a_1 = 3000 - 300 = 2700 \text{ мм}.$$

(При меньшей разнице между Q_{b2} и Q_1 необходимо рассмотреть еще хотя бы одно наклонное сечение с длиной проекции $a_1 = \frac{1000 + 2700}{2} = 1850$ мм).

Высота сечения балки в конце наклонного сечения

$$h = 890 + (2700 + 260) \frac{1}{12} = 1137 \text{ мм}.$$

Далее по блок-схеме 15 прил. 4.

$$1, 2. h_0 = h - a = 1137 - 50 = 1087 \text{ мм} < a_1 = 2700 \text{ мм}.$$

$$3, 4. Q_1 = 235800 \text{ Н} > Q_b = 0,6 (1 + 0,185) 1,08 \cdot 240 \cdot 1087 = 200300 \text{ Н},$$

$$\text{где } \varphi_n = 0,1 \frac{(740 - 300) (1 - 0,1) 1313}{1,08 \cdot 240 \cdot 1087} = 0,185.$$

$$5, 6. c = \frac{2}{0,6} 1087 = 3623 \text{ мм} > a_1 = 2700 \text{ мм}.$$

7. $c_1 = a_1 = 2700$ мм.

8, 9. $Q_{bz} = 2(1 + 0,185) 1,08 \cdot 240 \cdot 1087^2 / 2700 = 268800$ Н $> Q_1 = 235800$ Н,

то есть и в этом рассмотренном наклонном сечении поперечная арматура по расчету не требуется.

Рассмотрим наклонное сечение с наибольшей возможной длиной.

Определим рабочую высоту и проекцию этого сечения:

$$h_0 = \frac{1}{1 - i \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}}} (h + 260i - a) = \frac{1}{1 - \frac{1}{12} \cdot 0,6} \left(890 + 260 \frac{1}{12} - 50 \right) = 1193 \text{ мм},$$

где $h = 890$ мм — высота балки на торце; 260 мм — расстояние от торца балки до грани опоры; $i = \frac{1}{12}$ — уклон верхнего пояса балки;

$$c = \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b2}} h_0 = \frac{2}{0,6} \cdot 1193 = 3977 \text{ мм}.$$

Поскольку $c = 3977$ мм, то в пределах рассматриваемого наклонного сечения находится только одна сосредоточенная сила и поперечная сила в конце наклонного сечения

$$Q = Q_t - F = 235,8 - (56,41 + 16,88 + 5,4 \cdot 3,977) = 140,9 \text{ кН}.$$

Расчет продолжаем по блок-схеме 12 прил. 4 с п. 3.

3. Проверяем условие

$$Q = 140900 \text{ Н} < Q_b = \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0 = 0,6 (1 + 0,212) 1,08 \cdot 240 \cdot 1193 = 224900 \text{ Н},$$

то есть на основании расчета по всем наклонным сечениям поперечную арматуру устанавливают по конструктивным требованиям.

Окончательно принимаем поперечную арматуру из проволоки класса Вр-1 диаметром 5 мм и шагом 200 мм.

В проверке прочности наклонной полосы между трещинами по блок-схеме 13 прил. 4 при соблюдении условия $Q_{b2} > Q$ нет необходимости.

2.4.6. Геометрические характеристики сечений

Геометрические характеристики определяем в расчетных сечениях, показанных на рис. 2.9. В сечениях 2—2, 3—3, 4—4 принимаем, что в пределах высоты отверстий бетон отсутствует.

Расчет производим по блок-схеме 22 прил. 4 с некоторыми изменениями.

Сечение 4—4 (рис. 2.12)

1. Площадь сечения бетона

$$A = \sum_{i=1}^n A_i = 24 \cdot 32 + 24 \cdot 36 = 1632 \text{ см}^2 = 163200 \text{ мм}^2.$$

2. Площадь сечения всей продольной арматуры:

4 \varnothing 16AV и 2 \varnothing 18AV ($A_{sp} = 13,13 \text{ см}^2$);
 4 \varnothing 5ВрI ($A_s = 0,785 \text{ см}^2$) — нижняя ненапрягаемая арматура; 4 \varnothing 12AIII ($A'_s = 4,5 \text{ см}^2$) — верхняя ненапрягаемая арматура.

Тогда

$$A_{sp} + A_s + A'_s = 13,13 + 0,785 + 4,52 = 18,44 \text{ см}^2.$$

3. Так как

$$0,008A = 0,008 \cdot 1632 = 13,06 \text{ см}^2 < 18,44 \text{ см}^2,$$

геометрические характеристики приведенного сечения балки определяем с учетом продольной арматуры.

Для арматуры класса А-V отношение

$$\alpha_1 = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1,9 \cdot 10^5}{3,25 \cdot 10^4} = 5,85.$$

Для арматуры класса Вр-I

$$\alpha_2 = \frac{1,7 \cdot 10^5}{3,25 \cdot 10^4} = 5,23.$$

Для арматуры класса А-III

$$\alpha_3 = \frac{2 \cdot 10^5}{3,25 \cdot 10^4} = 6,15.$$

5. Площадь приведенного сечения

$$A_{red} = A + \alpha_1 A_{sp} + \alpha_2 A_s + \alpha_3 A'_s = 1632 + 5,85 \cdot 13,13 + 5,23 \cdot 0,785 + 6,15 \cdot 4,52 = 1741 \text{ см}^2 = 174100 \text{ мм}^2.$$

6. Статический момент приведенного сечения относительно его нижней грани

$$S_{red, 00} = bh'_j(h - 0,5h'_j) + bh_1 0,5h_f + \alpha_1 A_{sp} 0,5h_f + \alpha_2 A_s 0,5h_f + \alpha_3 A'_s (h - 0,5h'_j) = 24 \cdot 32(145 - 0,5 \cdot 32) + 24 \cdot 36 \cdot 0,5 \cdot 36 + 5,85 \cdot 13,13 \cdot 0,5 \cdot 36 + 5,23 \cdot 0,785 \cdot 0,5 \cdot 36 + 6,15 \cdot 4,52(145 - 0,5 \cdot 32) = 119700 \text{ см}^3.$$

7. Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани

$$y_0 = \frac{S_{red, 00}}{A_{red}} = \frac{119700}{1741} = 68,75 \text{ см.}$$

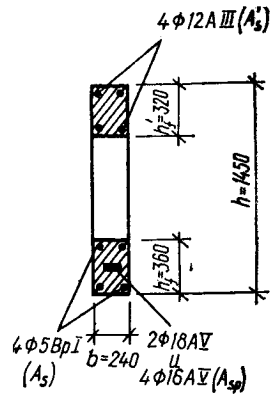


Рис. 2.12. Сечение 4—4

8. Момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести

$$\begin{aligned}
 I_{red} &= \frac{b(h_f)^3}{12} + bh_f(h - y_0 - 0,5h_f)^2 + \frac{bh_y^3}{12} + bh_f(y_0 - 0,5h_f)^2 + \\
 &+ \alpha_1 A_{sp}(y_0 - 0,5h_f)^2 + \alpha_2 A_s(y_0 - 0,5h_f)^2 + \alpha_3 A(h - y_0 - 0,5h_f)^2 = \\
 &= \frac{24 \cdot 32^3}{12} + 24 \cdot 32(145 - 68,75 - 0,5 \cdot 32)^2 + \frac{24 \cdot 36^3}{12} + \\
 &+ 24 \cdot 36(68,75 - 0,5 \cdot 36)^2 + 5,85 \cdot 13,13(68,75 - 0,5 \cdot 36)^2 + \\
 &+ 5,23 \cdot 0,785(68,75 - 0,5 \cdot 36)^2 + 6,15 \cdot 4,52(145 - 68,75 - 0,5 \times \\
 &\times 32)^2 = 54600 + 2171500 + 77800 + 1854400 + 197800 + 10600 + \\
 &+ 100900 = 5481 \cdot 10^3 \text{ см}^4 = 5481 \cdot 10^7 \text{ мм}^4.
 \end{aligned}$$

9. Момент сопротивления приведенного сечения для крайнего нижнего волокна

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{5481 \cdot 10^3}{68,75} = 79720 \text{ см}^3 = 7972 \cdot 10^4 \text{ мм}^3.$$

10. Положение нулевой линии сечения при растянутой нижней зоне определяем из условия

$$S_{b_0} + \alpha S'_{s_0} - \alpha S_{s_0} = \frac{(h-x) A_{bt}}{2},$$

где S'_{b_0} — статический момент бетона сжатой зоны относительно нейтральной оси,

$$S'_{b_0} = bx \cdot 0,5x = 24x \cdot 0,5x = 12x^2;$$

$\alpha S'_{s_0}$ — статический момент арматуры сжатой зоны относительно нейтральной оси,

$$\alpha S'_{s_0} = \alpha_3 A(x - 0,5h_f) = 6,15 \cdot 4,52(x - 0,5 \cdot 32) = 27,8x - 444,8;$$

αS_{s_0} — статический момент арматуры растянутой зоны относительно нейтральной оси,

$$\begin{aligned}
 \alpha S_{s_0} &= \alpha_1 A_{sp}(h - 0,5h_f - x) + \alpha_2 A_s(h - 0,5h_f - x) = \\
 &= 5,85 \cdot 13,13(145 - 0,5 \cdot 36 - x) + 5,23 \cdot 0,785(145 - 0,5 \cdot 36 - x) = \\
 &= 10276 - 80,92x;
 \end{aligned}$$

A_{bt} — площадь растянутой зоны бетона,

$$A_{bt} = bh_f + b(h_f' - x) = 24 \cdot 36 + 24(32 - x) = 1632 - 24x.$$

Подставляя значения, получим

$$\begin{aligned}
 12x^2 + 27,8x - 444,8 - 10276 + 80,92x &= \frac{(145-x)(1632-24x)}{2}; \\
 x &= \frac{129041}{2665} = 48,42 \text{ см} > h_f' = 32 \text{ см}.
 \end{aligned}$$

Так как при вычислении площади A_{bt} ранее было принято, что $x < h_f'$, то значения A_{bt} и x уточняем.

Тогда

$$A_{bl} = bh_f = 24 \cdot 36 = 864 \text{ см}^2.$$

Подставляя значения, получим

$$12x^2 + 27,8x - 445 - 10276 + 80,92x = \frac{(145 - x) 864}{2};$$
$$12x^2 + 540,7x - 73360 = 0.$$

Решая квадратное уравнение, получим

$$x = \frac{540,7 + \sqrt{540,7^2 + 4 \cdot 12 \cdot 73360}}{2 \cdot 12} = 58,84 \text{ см.}$$

Момент сопротивления приведенного сечения (с учетом неупругих деформаций растянутого бетона) для крайнего нижнего растянутого волокна

$$W_{ol} = \frac{2(I_{b0} + \alpha I_{s0} + \alpha I'_{s0})}{h - x} + S_{b0} = \frac{2(1409500 + 375900 + 51000)}{145 - 58,84} + 58900 = 101500 \text{ см}^3,$$

где I_{b0} — момент инерции площади сечения сжатой зоны бетона относительно нулевой линии,

$$I_{b0} = \frac{b(h_f')^3}{12} + bh_f'(x - 0,5h_f')^2 = \frac{24 \cdot 32^3}{12} + 24 \cdot 32(58,84 - 0,5 \cdot 32)^2 = 1409500 \text{ см}^4;$$

αI_{s0} — момент инерции приведенной площади арматуры A_{sp} и A_s относительно нулевой линии,

$$\alpha I_{s0} = \alpha_1 A_{sp}(h - x - 0,5h_f')^2 + \alpha_2 A_s(h - x - 0,5h_f')^2 = 5,85 \cdot 13,13(145 - 58,84 - 0,5 \cdot 36)^2 + 5,23 \cdot 0,785(145 - 58,84 - 0,5 \cdot 36)^2 = 375900 \text{ см}^4;$$

$\alpha I'_{s0}$ — момент инерции приведенной площади арматуры A'_s относительно нулевой линии,

$$\alpha I'_{s0} = \alpha_3 A'_s(x - 0,5h_f')^2 = 6,15 \cdot 4,52(58,84 - 0,5 \cdot 32)^2 = 51000 \text{ см}^4;$$

S_{b0} — статический момент площади бетона растянутой зоны относительно нулевой линии,

$$S_{b0} = bh_f(h - x - 0,5h_f') = 24 \cdot 36(145 - 58,84 - 0,5 \cdot 36) = 58900 \text{ см}^3.$$

11. Момент сопротивления приведенного сечения для крайнего верхнего волокна

$$W'_{red} = \frac{I_{red}}{h - y_0} = \frac{5481000}{145 - 68,75} = 71880 \text{ см}^3 = 7188 \cdot 10^4 \text{ мм}^3.$$

12. Положение нулевой линии сечения при растянутой верхней зоне определяем по методике п. 10:

$$\begin{aligned}
 S'_{b0} &= bx \cdot 0,5x = 12x^2; \\
 \alpha S'_{s0} &= \alpha_1 A_{sp} (x - 0,5h_f) + \alpha_2 A_s (x - 0,5h_f) = \\
 &= 5,85 \cdot 13,13 (x - 0,5 \cdot 36) + 5,23 \cdot 0,785 (x - 0,5 \cdot 36) = \\
 &= 80,92x - 1457; \\
 \alpha S_{s0} &= \alpha_3 A'_s (h - 0,5h_f - x) = 6,15 \cdot 4,52 (145 - 0,5 \cdot 32 - x) = \\
 &= 3586 - 27,8x;
 \end{aligned}$$

в предположении, что $x > h_f$, находим

$$A_{bt} = bh_f = 24 \cdot 32 = 768 \text{ см}^2.$$

Подставив значения в условие

$$S'_{b0} + \alpha S'_{s0} - \alpha S_{s0} = \frac{(h-x) A_{bt}}{2},$$

получим

$$12x^2 + 80,92x - 1457 - 3586 + 27,8x = \frac{(145-x) 768}{2};$$

$$12x^2 + 492,7x - 60720 = 0;$$

$$x = \frac{-492,7 + \sqrt{(492,7)^2 + 4 \cdot 12 \cdot 60720}}{2 \cdot 12} = 53,51 \text{ см.}$$

Момент сопротивления приведенного сечения W'_{pl} для крайнего верхнего растянутого волокна вычисляем также по методике п. 10:

$$\begin{aligned}
 I_{b0} &= \frac{bh_f^3}{12} + bh_f (x - 0,5h_f)^2 = \frac{24 \cdot 36^3}{12} + 24 \cdot 36 (53,51 - 0,5 \cdot 36)^2 = \\
 &= 1183000 \text{ см}^4;
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \alpha I_{s0} &= \alpha_3 A'_s (h - x - 0,5h_f)^2 = 6,15 \cdot 4,52 (145 - 53,51 - \\
 &- 0,5 \cdot 32)^2 = 158300 \text{ см}^4;
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \alpha I'_{s0} &= \alpha_1 A_{sp} (x - 0,5h_f)^2 + \alpha_2 A_s (x - 0,5h_f)^2 = 5,85 \cdot 13,13 (53,51 - \\
 &- 0,5 \cdot 36)^2 + 5,23 \cdot 0,785 (53,51 - 0,5 \cdot 36)^2 = 102000 \text{ см}^4;
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S_{b0} &= bh_f (h - x - 0,5h_f) = 24 \cdot 32 (145 - 53,51 - 0,5 \cdot 32) = \\
 &= 58000 \text{ см}^3 = 580 \cdot 10^5 \text{ мм}^3;
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W'_{pl} &= \frac{2(I_{b0} + \alpha I_{s0} + \alpha I'_{s0})}{h-x} + S_{b0} = \\
 &= \frac{2(1183000 + 158300 + 102000)}{145 - 53,51} + 58000 = 89600 \text{ см}^3.
 \end{aligned}$$

Изменение методики расчета моментов сопротивления W_{pl} и W'_{pl} вызвано отсутствием табличных значений коэффициентов γ и γ' .

Аналогично вычисляются геометрические характеристики сечений, приведенных на рис. 2.9 и 2.10. Результаты расчетов сводим в табл. 2.5. При упрощенном определении прогиба балки как имеющей постоянную высоту, равную высоте в сечении 4—4, расчет геометрических характеристик сечений 1—1, 2—2, 3—3 не требуется.

Таблица 2.5

Сечение	A_{red} , см ²	y_0 , см	J_{red} , см ⁴	W_{red} , см ³	W'_{red} , см ³	W_{pl} , см ³	W'_{pl} , см ³
0—0	2293	44,88	$1592 \cdot 10^3$	35470	34520	62830	60550
1—1	2869	56,78	$3214 \cdot 10^3$	56600	55200	99350	96860
a—a	1741	58,68	$3567 \cdot 10^3$	—	55460	—	73280
2—2	1741	65,99	$4921 \cdot 10^3$	74570	67400	97860	85120
3—3	1741	77,42	$7415 \cdot 10^3$	95780	85640	119440	103180
4—4	1741	68,75	$5481 \cdot 10^3$	79720	71880	101500	89600

2.4.7. Определение потерь предварительного напряжения арматуры

Проверяем, находится ли принятое предварительное напряжение σ_{sp} при коэффициенте $\gamma_{sp} = 1$ в рекомендуемых пределах:

$$\sigma_{sp} + p = 740 + 37 = 777 \text{ МПа} < R_{s, ser} = 785 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp} - p = 740 - 37 = 703 \text{ МПа} > 0,3R_{s, ser} = 0,3 \cdot 785 = 236 \text{ МПа},$$

то есть напряжение σ_{sp} находится в рекомендуемых пределах; здесь $p = 0,05\sigma_{sr} = 0,05 \cdot 740 = 37$ МПа при механическом способе напряжения арматуры.

Потери предварительного напряжения арматуры определяем по блок-схеме 1 прил. 4.

Первые потери. 2. От релаксации напряжений стержневой арматуры при механическом способе натяжения

$$\sigma_1 = 0,1\sigma_{sp} - 20 = 0,1 \cdot 740 - 20 = 54 \text{ МПа}.$$

4. От температурного перепада для бетона класса В30 при отсутствии данных

$$\sigma_2 = 80 \text{ МПа}.$$

6. От деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств, $\sigma_3 = 41,7$ МПа (см. расчет прочности нормальных сечений).

8. От трения арматуры об огибающие приспособления

$$\sigma_4 = 0,$$

так как арматура прямолинейна.

11. От деформаций стальной формы $\sigma_5 = 30$ МПа (см. расчет прочности нормальных сечений).

13, 15. Для определения потерь от быстرونатекающей ползучести бетона σ_6 вычисляем предварительное напряжение с учетом потерь $\sigma_1 - \sigma_5$ при $\gamma_{sp} = 1$.

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3 - \sigma_5 = 740 - 54 - 80 - 41,7 - 30 = 534,3 \text{ МПа}$$

и усилие обжатия

$$P = \sigma_{sp1} A_{sp} = 534,3 \cdot 1313 = 7015 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

Дальнейший расчет зависит от геометрических характеристик сечений балки.

Сечение 4—4 16. Эксцентриситет приложения усилия P относительно центра тяжести приведенного сечения

$$e_{оп1} = y_0 - 0,5h_f = 68,75 - 0,5 \cdot 36 = 50,75 \text{ см} = 507,5 \text{ мм.}$$

17. Сжимающее напряжение в бетоне на уровне центра тяжести арматуры A_{sp} при $y_{sp} = e_{оп1}$

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} + \frac{Pe_{оп1}y_{sp}}{I_{red}} = \frac{7015 \cdot 10^3}{174100} + \frac{7015 \cdot 10^3 \cdot 507,5^2}{5481 \cdot 10^7} = 7,33 \text{ МПа}$$

(здесь снижение напряжения от действия собственного веса балки не учитываем, так как условия хранения балки не известны).

То же, для крайнего верхнего волокна

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} - \frac{Pe_{оп1}(h - y_0)}{I_{red}} + \frac{M_g(h - y_0)}{I_{red}} = \frac{7015 \cdot 10^3}{174100} - \frac{7015 \cdot 10^3 \cdot 507,5(1450 - 687,5)}{5481 \cdot 10^7} + \frac{1972 \cdot 10^5(1450 - 687,5)}{5481 \cdot 10^7} = 1,82 \text{ МПа,}$$

где M_g изгибающий момент собственного веса балки,

$$M_g = \frac{g_{1п}}{2} x(l - x) = \frac{5,4}{2} \cdot 0,37 \cdot 17,7(17,7 - 0,37 \cdot 17,7) = 197,2 \text{ кН} \cdot \text{м} = 1972 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{мм}$$

($l = 17,7$ м — расстояние между прокладками при хранении балки).
19, 20. Так как коэффициент

$$\alpha = 0,25 + 0,025R_{bp} = 0,25 + 0,025 \cdot 24 = 0,85 > 0,8,$$

принимаем $\alpha = 0,8$.

21. При $\sigma_{bp}/R_{bp} = 7,33/24 = 0,305 < \alpha = 0,8$ потери:

$$\sigma_6 = 34\sigma_{bp}/R_{bp} = 34 \cdot 7,33/24 = 10,4 \text{ МПа;}$$

$$\sigma'_6 = 34\sigma_{bp}/R_{bp} = 34 \cdot 1,82/24 = 2,58 \text{ МПа.}$$

26. Первые потери

$$\begin{aligned} \sigma_{т1} &= \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6 = \\ &= 54 + 80 + 41,7 + 30 + 10,4 = 216 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Вторые потери. От усадки тяжелого бетона класса В30, подвергнутого тепловой обработке, по табл. 5. п. 8 [10]

$$\sigma_8 = 35 \text{ МПа.}$$

27. Предварительное напряжение с учетом первых потерь

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{т1} = 740 - 216 = 524 \text{ МПа.}$$

28, 28'. Напряжения

$$\sigma_s = \sigma_8 = 10,4 \text{ МПа; } \sigma'_s = \sigma'_6 = 2,58 \text{ МПа.}$$

29, 30. Усилие обжатия и его эксцентриситет

$$P_1 = \sigma_{sp1} A_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s =$$

$$= 1313 \cdot 524 - 10,4 \cdot 78,5 - 2,58 \cdot 452 = 6860 \cdot 10^2 \text{ Н};$$

$$e_{op1} = \frac{\sigma_{sp1} A_{sp} y_{sp} + \sigma'_s A'_s y'_s - \sigma_s A_s y_s}{P_1} =$$

$$= \frac{524 \cdot 1313 \cdot 507,5 + 2,58 \cdot 452 \cdot 582,5 - 10,4 \cdot 78,5 \cdot 507,5}{6860 \cdot 10^2} = 509,4 \text{ мм},$$

где $y_s = y_0 - 0,5h_f = 687,5 - 0,5 \cdot 360 = 507,5 \text{ мм};$

$$y'_s = h - y_0 - 0,5h_f = 1450 - 687,5 - 0,5 \cdot 320 = 582,5 \text{ мм}.$$

31. Сжимающие напряжения

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op} y_{sp}}{I_{red}} - \frac{M_g y_{sp}}{I_{red}} =$$

$$= \frac{6860 \cdot 10^2}{174100} + \frac{6860 \cdot 10^2 \cdot 509,4 \cdot 507,5}{5481 \cdot 10^7} - \frac{1972 \cdot 10^6 \cdot 507,5}{5481 \cdot 10^7} = 5,35 \text{ МПа};$$

$$\sigma'_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} - \frac{P_1 e_{op1} (h - y_0)}{I_{red}} + \frac{M_g (h - y_0)}{I_{red}} =$$

$$= \frac{6860 \cdot 10^2}{174100} - \frac{6860 \cdot 10^2 \cdot 509,4 (1450 - 687,5)}{5481 \cdot 10^7} +$$

$$+ \frac{1972 \cdot 10^6 (1450 - 687,5)}{5481 \cdot 10^7} = 1,83 \text{ МПа}.$$

Так как $\sigma_{bp}/R_{bp} = 5,35/24 = 0,223 < 0,75$, то потери

$$\sigma_9 = 128\sigma_{bp}/R_{bp} = 128 \cdot 5,35/24 = 28,5 \text{ МПа},$$

$$\sigma'_9 = 128\sigma'_{bp}/R_{bp} = 128 \cdot 1,83/24 = 9,8 \text{ МПа}.$$

Вторые потери

$$\sigma_{l2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 28,6 = 63,6 \text{ МПа}.$$

Суммарные потери

$$\sigma_l = \sigma_{l1} + \sigma_{l2} = 216 + 63,6 = 280 \text{ МПа}.$$

Потери $\sigma_8, \sigma_9, \sigma_{l1}$ и σ_l для всех расчетных сечений балки, вычисленные аналогично сечению 4—4, приведены в табл. 2.6.

Таблица 2.6

Сече- ние	σ_8	σ'_8	σ_9	σ'_9	σ_{l1}	σ_l	Сече- ние	σ_8	σ'_8	σ_9	σ'_9	σ_{l1}	σ_l
0—0	9,6	0	24,9	0,3	215	275	3—3	10,4	2,3	29,5	8,8	216	281
1—1	8,5	0	23,4	0,2	214	272	4—4	10,4	2,6	28,5	9,8	216	280
2—2	10,4	2,6	28,4	9,8	216	279							

2.4.8. Проверка прочности балки в стадии изготовления и монтажа

От совместного действия усилия обжатия P и собственного веса балки при ее подъеме (рис. 2.13) в балке возникают отрицательные изгибающие моменты, которые вызывают растяжение верхней зоны. В связи с этим необходим расчет балки по обеим группам предельных состояний в стадии изготовления и монтажа.

Изгибающие моменты от собственного веса балки g_1 при подъеме определяем с учетом коэффициента динамичности $k_d = 1,4$, используя расчетные схемы рис. 2.14:

$$g_1 = k_d g_{1n} = 1,4 \cdot 5,4 = 7,56 \text{ кН/м.}$$

Приблизительно эта нагрузка принята равномерно распределенной. Для вычисления моментов действие нагрузки расчленим на расчетные участки (рис. 2.14).

Определяем только наибольшие отрицательные моменты, то есть на опорах A и B .

1. Нагрузка g_1 находится только в пролетах l_1 и l_2 (рис. 2.14).

Для определения изгибающих моментов воспользуемся табл. 14.18—14.20 [16].

Коэффициенты:

$$K_1 = K_2 = 2(l_1 + l_2) = 2(2,4 + 5) = 14,8;$$

$$K_3 = K_1 K_2 - l_2^2 = 14,8 \cdot 14,8 - 5^2 = 194.$$

Грузовые члены:

$$N_1 = N_2 = g_1 \frac{l_1^3 + l_2^3}{4} = 7,56 \frac{2,4^3 + 5^3}{4} = 262 \text{ кН.}$$

Моменты на опорах:

$$M_{B1} = -\frac{K_2}{K_3} N_1 + \frac{l_2}{K_3} N_2 = -\frac{14,8}{194} \cdot 262 + \frac{5}{194} \cdot 262 = -13,2 \text{ кН}\cdot\text{м};$$

$$M_{A1} = 0.$$

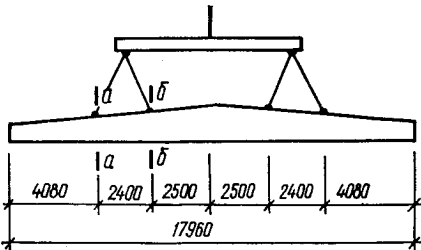


Рис. 2.13. Схема монтажа балки и расчетные сечения

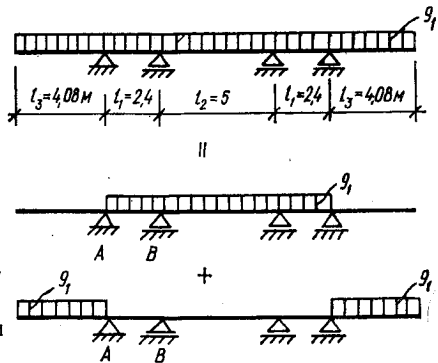


Рис. 2.14. Расчетная схема балки при монтаже

2. Нагрузка g_1 находится только на консолях l_3 (рис. 2.14).
Момент на опоре A

$$M_{A2} = -\frac{g_1 l_3^2}{2} = -\frac{7,56 \cdot 4,08^2}{2} = -62,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Для определения момента на опоре B используем метод фокусов.
Коэффициенты:

$$K_2 = 2 \left(1 + \frac{l_1}{l_2} \right) = 2 \left(1 + \frac{2,4}{5} \right) = 2,96;$$

$$K_3 = 2 + \frac{l_2}{l_1} \left(2 - \frac{1}{K_2} \right) = 2 + \frac{5}{2,4} \left(2 - \frac{1}{2,96} \right) = 5,46.$$

Момент на опоре B

$$M_{B2} = -\frac{M_{A2}(K_2 - 1)}{K_2 K_3} = \frac{62,9(2,96 - 1)}{2,96 \cdot 5,46} = 7,63 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Суммарные изгибающие моменты:

$$M_A = M_{A1} + M_{A2} = -62,9 \text{ кН} \cdot \text{м} = -629 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

$$M_B = M_{B1} + M_{B2} = -13,2 + 7,63 = -5,57 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Расчетным является сечение $a-a$ на опоре A .

Высота балки в сечении $a-a$

$$h = 89 + 408 \frac{1}{12} = 123 \text{ см}.$$

Рабочая высота сечения при растянутой верхней арматуре

$$h_0 = h - 0,5h_f = 123 - 0,5 \cdot 32 = 107 \text{ см}.$$

Усилие предварительного обжатия бетона при расчете балки на его воздействие

$$P = A_{sp} [\gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_{l1}) - 330] = 1313 [1,1 (740 - 214) - 330] = 3264 \cdot 10^2 \text{ Н},$$

где

$\gamma_{sp} = 1 + \Delta\gamma_{sp} = 1 + 0,1 = 1,1$ — коэффициент точности натяжения;
 $\sigma_{l1} = 214 \text{ МПа}$ — первые потери, вычисленные для ближайшего сечения $I-I$.

Эксцентриситет

$$e = h_0 - 0,5h_f + \frac{M_A}{P} = 1070 - 0,5 \cdot 360 + \frac{629 \cdot 10^5}{3264 \cdot 10^2} = 1083 \text{ мм}.$$

Расчет прочности нормального сечения производим с учетом расчетного сопротивления бетона R_b , соответствующего его предельной прочности $R_{bp} = 24 \text{ МПа}$, интерполируя данные табл. 1 прил. 1 между классами бетона В20 и В25, при коэффициенте условий работы для стадии предварительного обжатия балки $\gamma_b = 1,2$

(для проволочной напрягаемой арматуры $\gamma_{bs} = 1,1$) и коэффициенте $\gamma_{b2} = 1$:

$$R_b = 13,9\gamma_{bs} = 13,9 \cdot 1,2 = 16,7 \text{ МПа.}$$

Так как

$$P = 3264 \cdot 10^2 \text{ Н} < R_b b h_f - R_s A'_s = 16,7 \cdot 240 \cdot 360 - 365 \times \\ \times 452 = 1278 \cdot 10^3 \text{ Н,}$$

то граница сжатой зоны проходит целиком в нижней полке и расчет производим как для прямоугольного сечения высотой $h = 1230$ мм.

Высота сжатой зоны

$$x = \frac{P - R_{sc} A_s + R_s A_s}{R_b b} = \frac{3264 \cdot 10^2 + 365 \cdot 452}{16,7 \cdot 240} = 123,1 \text{ мм}$$

(здесь $A'_s = 0$, так как устойчивость проволочной арматуры нижнего пояса не обеспечена).

Принимаем, что $x < x_R$ в виду малого значения x .

Условие

$$Pe = 3264 \cdot 10^2 \cdot 1083 = 3535 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{мм} < R_b b x (h_0 - 0,5x) = \\ = 16,7 \cdot 240 \cdot 123,1 (1070 - 0,5 \cdot 123,1) = 4976 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{мм}$$

выполняется, то есть прочность сечения на воздействие предварительного обжатия в стадии изготовления обеспечена.

2.4.9. Расчет по образованию трещин от предварительного обжатия в стадии изготовления и монтажа

Рассмотрим следующие сечения по длине балки:

сечение $a-a$ (рис. 2.13) — наиболее опасное по раскрытию верхних (начальных) трещин в момент подъема:

сечения $0-0$; $1-1$; $2-2$; $3-3$; $4-4$ — для выяснения необходимости учета начальных трещин в сжатой зоне при расчете трещиностойкости нижней зоны и деформаций

Сечение $a-a$. Площадь A_{red} , момент инерции J_{red} , расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения y_0 , моменты сопротивления W_{red} и W_{pt} приведены в табл. 2.5.

Сжимающее напряжение в бетоне на уровне центра тяжести арматуры A_{sp} при $y_{sp} = e_{op} = y_0 - 0,5h_f = 586,8 - 0,5 \cdot 360 = 406,8$ мм и усилии обжатия $P = 7015 \cdot 10^2$ Н с учетом потерь $\sigma_1 - \sigma_2$

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} + \frac{Pe_{op}y_{sp}}{I_{red}} - \frac{M_A y_{sp}}{I_{red}} = \\ = \frac{7015 \cdot 10^2}{174100} + \frac{7015 \cdot 10^2 \cdot 406,8^2}{3567 \cdot 10^7} - \frac{629 \cdot 10^5 \cdot 406,8}{3567 \cdot 10^7} = 8 \text{ МПа.}$$

То же, для крайнего верхнего волокна

$$\sigma'_{bp} = \frac{P}{A_{red}} - \frac{Pe_{op}(h-y_0)}{I_{red}} - \frac{M_A(h-y_0)}{I_{red}} = \frac{7015 \cdot 10^2}{174100} - \frac{7015 \cdot 10^2 \cdot 406,8(1230 - 586,8)}{3567 \cdot 10^7} - \frac{629 \cdot 10^5(1230 - 586,8)}{3567 \cdot 10^7} < 0.$$

Так как

$$\sigma_{bp}/R_{bp} = 8,0/24 = 0,333 < \alpha = 0,8 \text{ (см. ранее),}$$

то потери

$$\sigma_6 = 34\sigma_{bp}/R_{bp} = 34 \cdot 8/24 = 11,3 \text{ МПа;}$$

$\sigma'_6 = 0$, так как $\sigma'_{bp} < 0$.

Первые потери

$$\begin{aligned} \sigma_{11} &= \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6 = \\ &= 54 + 80 + 41,7 + 30 + 11,3 = 217 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Далее расчет производим по блок-схеме 24 прил. 4.

1. Предварительное напряжение с учетом первых потерь

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{11} = 740 - 217 = 523 \text{ МПа.}$$

2. Не вычисляем, так как верхняя предварительно напрягаемая арматура отсутствует ($A'_{sp} = 0$).

3. Напряжение

$$\sigma_s = \sigma_6 = 11,3 \text{ МПа.}$$

4. Напряжение

$$\sigma'_s = \sigma'_6 = 0.$$

5. Усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь

$$P_1 = \sigma_{sp1}A_{sp} - \sigma_sA_s - \sigma'_sA'_s = 523 \cdot 1313 - 11,3 \cdot 78,5 = 6858 \cdot 10^2 \text{ Н.}$$

6. Эксцентриситет $e_{op1} = e_{op} = 406,8$ мм вычислен ранее.

7. Максимальное напряжение в сжатом бетоне от усилия предварительного напряжения и внешней нагрузки

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1e_{op}y_{sp}}{I_{red}} + \frac{M_A y_{sp}}{I_{red}} = \\ &= \frac{6858 \cdot 10^2}{174100} + \frac{6858 \cdot 10^2 \cdot 406,8^2}{3567 \cdot 10^7} + \frac{629 \cdot 10^5 \cdot 406,8}{3567 \cdot 10^7} = 7,84 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

8. Отношение $\sigma_b/R_{bp} = 7,84/24 = 0,327 < k = 0,7$ (табл. 7 [10]).

9, 10, 11. Коэффициент

$$\varphi = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{bp, ser}} = 1,6 - \frac{7,84}{16,2} = 1,12 > 1,$$

где $R_{bp, ser} = 16,2$ МПа принято для $R_{bp} = 24$ МПа по интерполяции между классами бетона В20 и В25.

Так как по расчету получено $\varphi > 1$, принимаем $\varphi = 1$.

12. Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней ядровой точки

$$r = \varphi \frac{W'_{red}}{A_{red}} = 1 \cdot \frac{5546 \cdot 10^4}{174100} = 318,6 \text{ мм.}$$

13. Момент обжатия относительно нижней границы ядра сечения $M_{rp} = P_1(e_{op} - r) = 6858 \cdot 10^2(406,8 - 318,6) = 6049 \cdot 10^4 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$

14, 15. Проверяем условие трещинообразования

$$\begin{aligned} M_r &= M_A = 6290 \cdot 10^4 \text{ Н} \cdot \text{мм} > M_{crc} = \\ &= R_{bt, p, ser} W'_{pl} - M_{rp} = 1,54 \cdot 7328 \cdot 10^4 - 6049 \cdot 10^4 = \\ &= 5236 \cdot 10^4 \text{ Н} \cdot \text{мм,} \end{aligned}$$

где $R_{bt, p, ser} = 1,54 \text{ МПа}$ принято для $R_{bp} = 24 \text{ МПа}$ по интерполяции табличных данных между классами бетона В20 и В25.

Так как $M_r > M_{crc}$, трещины в верхней зоне образуются.

Аналогичный расчет по образованию трещин в верхней зоне показал, что в сечении 1—1 трещины образуются, а в сечениях 0—0, 2—2, 3—3, 4—4 нет.

2.4.10. Расчет ширины раскрытия трещин в нормальных сечениях в стадии изготовления и монтажа

Рассматриваем сечение a — a (рис. 2.13) при непродолжительном действии усилия $P_1 = 6858 \cdot 10^2 \text{ Н}$ и момента от массы балки $M_A = 629 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$

Эксцентриситет усилия P_1 относительно центра тяжести арматуры

$$e_{sp2} = e_{op} + (h - y_0) = 406,8 + 1070 - 586,8 = 890 \text{ мм.}$$

Расчет продолжаем по блок-схеме 26 прил 4.

$$\begin{aligned} 6. \quad \delta &= \frac{M_A + P_1 e_{sp2}}{R_{bp, ser} b h_0^2} = \frac{629 \cdot 10^5 + 6858 \cdot 10^2 \cdot 890}{16,2 \cdot 240 \cdot 1070^2} = \\ &= 0,151. \end{aligned}$$

7', 22. Коэффициент φ_f для сжатой нижней зоны балки

$$\begin{aligned} \varphi_f &= \frac{\frac{\alpha_1}{2\nu} A_{sp} + \frac{\alpha_2}{2\nu} A_s}{b h_0} = \frac{7,17}{2 \cdot 0,45} \cdot 1313 + \frac{6,42}{2 \cdot 0,45} \cdot 78,5}{240 \cdot 1070} = \\ &= 0,043, \end{aligned}$$

где

$$\alpha_1 = \frac{E_s}{E_{bp}} = \frac{1,9 \cdot 10^5}{2,65 \cdot 10^4} = 7,17 \text{ (для класса А-V);}$$

$$\alpha_2 = \frac{E_s}{E_{bp}} = \frac{1,7 \cdot 10^5}{2,65 \cdot 10^4} = 6,42 \text{ (для класса Вр-I),}$$

здесь $E_{bp} = 2,65 \cdot 10^4$ МПа по интерполяции данных табл. I прил. I при $R_{bp} = 24$ МПа; $\nu = 0,45$ для непродолжительного действия нагрузки.

Здесь и далее рассматриваем сечение $a-a$ как прямоугольное.
24, 8. Коэффициент

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{2a_s}{2h_0} \right) = 0,043 \left(1 - \frac{2 \cdot 0,5 \cdot 360}{2 \cdot 1070} \right) = 0,036.$$

9. Эксцентриситет

$$e_{s, tot} = \frac{M_A + P_1 e_{sp2}}{P_1} = \frac{629 \cdot 10^5 + 6858 \cdot 10^2 \cdot 890}{6858 \cdot 10^2} = 982 \text{ мм.}$$

10,11. Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1+5(\delta+\lambda)}{10\mu\alpha}} + \frac{1,5 + \varphi_f}{11,5 \frac{e_{s,tot}}{h_0} - 5} =$$

$$= \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(0,151+0,036)}{10 \cdot 0,00176 \cdot 7,55}} + \frac{1,5 + 0,043}{11,5 \frac{982}{1070} - 5} = 0,339 < 1,$$

где $\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{452}{240 \cdot 1070} = 0,00176;$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{bp}} = \frac{2 \cdot 10^5}{2,65 \cdot 10^4} = 7,55;$$

$\beta = 1,8$ для тяжелого бетона.

12. Полученная из расчета относительная высота сжатой зоны $\xi = 0,339 > h_f/h_0 = 360/1070 = 0,336.$

В этом случае для дальнейших расчетов принимаем $\xi = 0,336.$

14. Плечо внутренней пары сил определим по зависимости

$$z = h_0 \left[1 - \frac{h_f \varphi_f / h_0 + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] =$$

$$= 1070 \left[1 - \frac{\frac{360}{1070} \cdot 0,043 + 0,336^2}{2(0,043 + 0,336)} \right] = 890 \text{ мм.}$$

Эксцентриситет

$$e_{o, tot} = \frac{M_A + P_1 e_{op}}{P_2} = \frac{629 \cdot 10^5 + 6858 \cdot 10^2 \cdot 406,8}{6858 \cdot 10^2} = 499 \text{ мм.}$$

15—19. Так как эксцентриситет

$$e_{o, tot} = 499 \text{ мм} < 0,8 h_0 = 0,8 \cdot 1070 = 856 \text{ мм,}$$

то коэффициент $\delta = 1.$

Напряжение в растянутой арматуре

$$\begin{aligned}\sigma_s &= \frac{P_1 (e_{sp2} - z) + M_A}{A_s' z} \delta = \\ &= \frac{6858 \cdot 10^2 (890 - 890) + 629 \cdot 10^5}{452 \cdot 890} = 156,4 \text{ МПа} < R_{s, ser} = \\ &= 400 \text{ МПа},\end{aligned}$$

то есть неупругие деформации в верхней арматуре не возникают.

20, 21. Ширина непродолжительного раскрытия трещин в стадии изготовления и монтажа

$$\begin{aligned}a_{crc} &= \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20 (3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{\bar{d}} = \\ &= 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{156,4}{2 \cdot 10^6} 20 (3,5 - 100 \cdot 0,00176) \sqrt[3]{12} = \\ &= 0,12 \text{ мм},\end{aligned}$$

что меньше предельно допустимого значения $[a_{crc}] = 0,4 \text{ мм}$.

В формуле $\delta = 1$ для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов; $\varphi_l = 1$ при непродолжительном действии нагрузок; $\eta = 1$ для стержневой арматуры периодического профиля; $\bar{d} = 12 \text{ мм}$ — диаметр верхней основной продольной арматуры.

Расчет ширины раскрытия начальных трещин в верхней зоне в сечении I—I не производим, так как в сечении а—а, одном из наиболее опасных, имеется значительный запас трещиностойкости.

2.4.11. Определение возможности появления нормальных трещин в стадии эксплуатации

Расчет производим для наиболее опасного сечения 4—4.

Так как нижняя (растянутая) зона балки армирована стержневой арматурой класса А-V, то балка относится к 3-й категории трещиностойкости. Поэтому расчет производим на действие всех нагрузок при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_l = 1$.

Для расчета используем блок-схему 23 прил. 4.

$$M_r = M = 9077 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

1. Предварительное напряжение с учетом суммарных потерь

$$\sigma_{sp2} = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_l) = 0,9 (740 - 280) = 414 \text{ МПа},$$

где $\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9$.

2. Напряжение σ'_{sp2} не определяем, так как арматура A'_s отсутствует.

3. Напряжение в нижней продольной ненапрягаемой арматуре A_s , вызванное усадкой и ползучестью бетона,

$$\sigma_s = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 = 10,4 + 35 + 28,5 = 73,9 \text{ МПа}.$$

4. То же, в верхней арматуре

$$\sigma_s = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma'_9 = 2,6 + 35 + 9,8 = 47,4 \text{ МПа}.$$

5. Усилие предварительного обжатия с учетом полных потерь

$$P_2 = \sigma_{sp2} A_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s = \\ = 414 \cdot 1313 - 73,9 \cdot 78,5 - 47,4 \cdot 452 = 5164 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

6. Эксцентриситет усилия P_2

$$e_{op2} = \frac{\sigma_{sp2} A_{sp} (y_0 - 0,5 h_f) - \sigma_s A_s (y_0 - 0,5 h_f) + \sigma'_s A'_s (h - y_0 - 0,5 h'_f)}{P_2} = \\ = \frac{414 \cdot 1313(687,5 - 0,5 \cdot 360) - 73,9 \cdot 78,5(687,5 - 0,5 \cdot 360)}{5164 \cdot 10^3} + \\ + \frac{47,4 \cdot 452(1450 - 687,5 - 0,5 \cdot 320)}{5164 \cdot 10^3} = 553,5 \text{ мм.}$$

7. Напряжение в верхнем волокне бетона

$$\sigma_b = \frac{P_2}{A_{red}} - \frac{P_2 e_{op2} (h - y_0)}{I_{red}} + \frac{M_r (h - y_0)}{I_{red}} = \\ = \frac{5164 \cdot 10^3}{174100} - \frac{5164 \cdot 10^3 \cdot 553,5 (1450 - 687,5)}{5481 \cdot 10^7} + \\ + \frac{9077 \cdot 10^5 (1450 - 687,5)}{5481 \cdot 10^7} = 11,62 \text{ МПа (сжатие).}$$

8, 9, 10, 12. Коэффициент

$$\varphi = 1,6 - \frac{\sigma_b}{R_{b, ser}} = 1,6 - \frac{11,62}{22} = 1,07 > 1,$$

принимаем $\varphi = 1$.

11. Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней ядерной точки

$$r' = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}} = 1 \cdot \frac{7972 \cdot 10^4}{174100} = 458 \text{ мм.}$$

14. Момент обжатия относительно верхней границы ядра сечения

$$M_{rp} = P_2 (e_{op2} + r') = 5164 \cdot 10^3 (553,5 + 458) = \\ = 5223 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$$

15. 16. Проверяем условие трещинообразования:

$$M_r = M = 9077 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{мм} > M_{crc} = R_{bt, ser} W_{pl} + \\ + M_{rp} = 1,8 \cdot 1015 \cdot 10^5 + 5223 \cdot 10^5 = 7050 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

то есть нормальные трещины на стадии эксплуатации образуются.

Конец алгоритма по блок-схеме 23 прил. 4 упрощен, так как расчет по образованию трещин в верхней зоне на стадии изготовления и монтажа показал, что в сечении 4—4 такие трещины образовываться не будут.

2.4.12. Расчет ширины раскрытия трещин в нормальных сечениях в стадии эксплуатации

Наиболее опасным является сечение 4—4.

Так как в верхней зоне начальные трещины на стадии изготовления и монтажа не возникают, расчет начинаем с п. 6 блок-схемы 26 прил. 4.

Непродолжительное раскрытие трещин от непродолжительного действия полной нагрузки при $\gamma_f = 1$.

6. Коэффициент

$$\delta = \frac{M_r + P_2 e_{sp2}}{R_{b,ser} b h_0^2} = \frac{9077 \cdot 10^6 - 5164 \cdot 10^2 \cdot 46}{22 \cdot 240 \cdot 1270^2} = 0,1038,$$

$$\text{где } e_{sp2} = y_{sp} - e_{op2} = 507,5 - 553,5 = -46 \text{ мм.}$$

7'.22. Величина

$$\varphi_f = \frac{\frac{\alpha_s}{2\nu} A_s'}{b h_0} = \frac{6,15}{2 \cdot 0,45} \cdot 452}{240 \cdot 1270} = 0,01.$$

Здесь и далее рассматриваем сечение 4—4 как прямоугольное.

24.8. Коэффициент

$$\lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{2a_s'}{2h_0} \right) = 0,01 \left(1 - \frac{2 \cdot 0,5 \cdot 320}{2 \cdot 1270} \right) = 0,0087.$$

9. Эксцентриситет

$$e_{s,tot} = \frac{M_r + P_2 e_{sp2}}{P_2} = \frac{9077 \cdot 10^6 - 5164 \cdot 10^2 \cdot 46}{5164 \cdot 10^2} = 1712 \text{ мм.}$$

10.11. Относительная высота сжатой зоны

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha}} + \frac{1,5 + \varphi_f}{11,5 \frac{e_{s,tot}}{h_0} - 5} = \\ &= \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,1038 + 0,0087)}{10 \cdot 0,0046 \cdot 5,85}} + \frac{1,5 + 0,01}{11,5 \frac{1712}{1270} - 5} = \\ &= 0,275 < 1, \end{aligned}$$

где

$$\begin{aligned} \mu &= \frac{A_s + A_{sp}}{b h_0} = \frac{78,5 + 1313}{240 \cdot 1270} = 0,0046; \\ \alpha &= \alpha_1 = 5,85. \end{aligned}$$

12. Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 0,275 > h_f/h_0 = \frac{320}{1270} = 0,252.$$

Так как высота сжатой зоны не может быть больше высоты верхнего пояса балки, принимаем $x = h'_f = 320$ мм, то есть $\xi = 0,252$.

14. Плечо внутренней пары сил при $x = h'_f$ определяем по зависимости

$$z = h_0 \left[1 - \frac{h'_f}{h_0} \frac{\varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 1270 \left[1 - \frac{320}{1270} \cdot 0,01 + 0,252^2 \right] = 1104 \text{ мм.}$$

15—19. Так как

$$e_{o, tot} = 1223 \text{ мм} > 0,8h_0 = 0,8 \cdot 1270 = 1016 \text{ мм}$$

$$\left(\text{здесь } e_{o, tot} = \frac{M_r - P_2 e_{op2}}{P_2} = \frac{9077 \cdot 10^5 - 5164 \cdot 10^2 \cdot 553,5}{5164 \cdot 10^2} = 1223 \text{ мм} \right),$$

коэффициент

$$\delta = \frac{h - x - a_2}{h - x - a_1} = \frac{1450 - 320 - 40}{1450 - 320 - 180} = 1,147,$$

где $a_1 = 0,5h_f = 0,5 \cdot 360 = 180$ мм;

$$a_2 = 40 \text{ мм.}$$

Напряжение в растянутой арматуре

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M_r - P_2(z - e_{sp2})}{(A_s + A_{sp})z} \delta = \\ &= \frac{9077 \cdot 10^5 - 5164 \cdot 10^2(1104 + 46)}{(78,5 + 1313)1104} \cdot 1,147 = 234,6 \text{ МПа} < \\ &< R_{s, ser} = 785 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

20. Ширина непродолжительного раскрытия трещин от непродолжительного действия полной нагрузки

$$\begin{aligned} a_{crcl} &= \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 20(3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d} = \\ &= 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{234,6}{1,9 \cdot 10^5} \cdot 20(3,5 - 100 \cdot 0,0046) \sqrt[3]{17} = 0,193 \text{ мм,} \end{aligned}$$

где $d = 17$ мм — средний диаметр продольной предварительно напряженной арматуры.

Непродолжительное раскрытие трещин от продолжительно действующей нагрузки при $\gamma_f = 1$.

Высота сжатой зоны $x = h'_f = 320$ мм в данном случае не изменится (с уменьшением нагрузки высота увеличивается), поэтому не изменится и плечо внутренней пары сил:

$$z = 1104 \text{ мм.}$$

Тогда напряжение в растянутой арматуре

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{M_r - P_2(z - e_{sp2})}{(A_s + A_{sp})z} \delta = \\ &= \frac{7643 \cdot 10^5 - 5164 \cdot 10^2(1104 + 46)}{(75,8 + 1313)1104} \cdot 1,147 = 127,3 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Ширина непродолжительного раскрытия трещин от продолжительно действующей нагрузки

$$a_{crc, 2} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{127,3}{1,9 \cdot 10^5} 20 (3,5 - 100 \cdot 0,0046) \sqrt[3]{17} = \\ = 0,105 \text{ мм.}$$

Продолжительное раскрытие трещин от продолжительно действующей нагрузки при $\gamma_f = 1$.

Для продолжительного действия нагрузок и тяжелого бетона естественной влажности ($\mu \leq 0,02$) коэффициент

$$\varphi_l = 1,6 - 15\mu = 1,6 - 15 \cdot 0,0046 = 1,531.$$

Тогда ширина продолжительного раскрытия трещин

$$a_{crc 3} = \varphi_l a_{crc 2} = 1,531 \cdot 0,105 = 0,161 \text{ мм} < [a_{crc, l}] = 0,3 \text{ мм,}$$

то есть находится в допустимых пределах.

Непродолжительная ширина раскрытия трещин от полной нагрузки с учетом продолжительного действия длительно действующей части нагрузки

$$a_{crc} = a_{crc 1} - a_{crc 2} + a_{crc 3} = 0,193 - 0,105 + 0,161 = \\ = 0,249 \text{ мм} < [a_{crc, sh}] = 0,4 \text{ мм,}$$

то есть также находится в допустимых пределах.

2.4.13. Расчет по образованию наклонных трещин

Необходимость расчета по образованию наклонных трещин установим, проверив условие

$$Q = 1967 \cdot 10^3 \text{ Н} < \varphi_{b3} R_{bt, ser} b h_0 = \\ = 0,6 \cdot 1,8 \cdot 240 \cdot 862 = 223,4 \cdot 10^3 \text{ Н,}$$

где $Q = 1967 \cdot 10^3 \text{ Н}$ — поперечная сила на опоре от полной нагрузки при $\gamma_f = 1$; h_0 — минимальная рабочая высота сечения балки, принятая по грани ее опоры,

$$h_0 = \left(890 + \frac{260}{12} \right) - 50 = 862 \text{ мм.}$$

Так как условие выполняется, то наклонные трещины не образуются и нет необходимости уточнения расчета по блок-схеме 25 прил. 4.

2.4.14. Упрощенный расчет прогибов балки

С целью упрощения расчета прогибов балки условно принимаем высоту балки постоянной с геометрическими характеристиками сечения 4—4, находящегося на расстоянии $0,37l_0$ от опоры.

В расчете учитываем данные, полученные при определении возможности появления нормальных трещин и ширины их раскрытия в сечении 4—4 в стадии эксплуатации.

Уточняем выполненный ранее расчет по блок-схеме 23 прил. 4.

1. Предварительное напряжение с учетом суммарных потерь при коэффициенте $\gamma_{sp} = 1$

$$\sigma_{sp} = \sigma_{sp} - \sigma_l = 740 - 280 = 460 \text{ МПа.}$$

5. Усилителю предварительного обжатия с учетом суммарных потерь

$$P_2 = 460 \cdot 1313 - 73,9 \cdot 78,5 - 47,4 \cdot 452 = 5768 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

6. Эксцентриситет

$$e_{op2} = \frac{460 \cdot 1313 (687,5 - 0,5 \cdot 360) - 73,9 \cdot 78,5 (687,5 - 0,5 \cdot 360)}{5768 \cdot 10^3} + \\ + \frac{47,4 \cdot 452 (1450 - 687,5 - 0,5 \cdot 320)}{5768 \cdot 10^3} = 548,7 \text{ мм.}$$

14. Момент обжатия относительно верхней границы ядра сечения

$$M_{rp} = P_2 (e_{op2} + r') = 5768 \cdot 10^3 (548,7 + 458) = 5807 \times \\ \times 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$$

15, 16. Проверяем условие трещинообразования

$$M_r = 9077 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{мм} > M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp} = \\ = 1,8 \cdot 1015 \cdot 10^5 + 5807 \cdot 10^6 = 7634 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

то есть при расчете прогибов необходимо учитывать наличие нормальных трещин.

Так как непродолжительно действующая нагрузка от снега составляет около 15 % от полной нагрузки, а остальная часть нагрузки — это постоянная продолжительно действующая, то в расчете принимаем, что полная нагрузка является продолжительно действующей.

В этом случае определяем кривизну и прогиб, рассматривая только продолжительное действие нагрузки, так как кривизны $\left(\frac{1}{r}\right)_1 =$

$= \left(\frac{1}{r}\right)_2$ друг друга сокращают.

Вычисляем коэффициент

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_r - M_{rp}} = \frac{1,8 \cdot 1015 \cdot 10^5}{9077 \cdot 10^6 - 5807 \cdot 10^6} = \\ = 0,559 < 1.$$

Эксцентриситет

$$e_{s,tot} = \frac{M + P_2 e_{sp2}}{P_2} = \frac{9077 \cdot 10^6 - 5768 \cdot 10^3 \cdot 41,2}{5768 \cdot 10^3} = 1532 \text{ мм},$$

$$\text{где } e_{sp2} = y_{sp} - e_{op2} = 507,5 - 548,7 = -41,2 \text{ мм.}$$

Тогда при $\varphi_{1s} = 0,8$ (продолжительное действие нагрузки) коэффициент

$$\varphi_s = 1,25 - \varphi_{1s} \varphi_m - \frac{1 - (\varphi_m)^2}{(3,5 - 1,8 \varphi_m) e_{s,tot} / h_0} = \\ = 1,25 - 0,8 \cdot 0,559 - \\ - \frac{1 - 0,559^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,559) 1532 / 1270} = 0,574.$$

Кривизна элемента при продолжительном действии всей нагрузки

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_3 &= \frac{M}{h_0 z} \left[\frac{\Psi_s}{E_s A_s + E A_{sp}} + \frac{\Psi_b}{(\varphi_j + \xi) b h_0 E_b \nu} \right] - \\ &\quad - \frac{P_2}{h_0} \cdot \frac{\Psi_s}{E_s A_s + E A_{sp}} = \\ &= \frac{8839 \cdot 10^5}{1270 \cdot 1104} \left[\frac{0,574}{1,7 \cdot 10^6 \cdot 78,5 + 1,9 \cdot 10^6 \cdot 1313} + \right. \\ &\quad \left. + \frac{0,9}{(0,01 + 0,252) \cdot 240 \cdot 1270 \cdot 2,9 \cdot 10^4 \cdot 0,15} \right] - \\ &- \frac{5768 \cdot 10^2}{1270} \cdot \frac{0,574}{(1,7 \cdot 10^6 \cdot 78,5 + 1,9 \cdot 10^6 \cdot 1313)} = 2076 \cdot 10^{-9} \text{ мм}^{-1}, \end{aligned}$$

где $M = M_r + P_2 e_{sp2} = 9077 \cdot 10^5 - 5768 \cdot 10^2 \cdot 41,2 = 8839 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{мм}$;
 $\Psi_b = 0,9$ для всех случаев; $\nu = 0,15$ — при продолжительном действии нагрузки.

Кривизна, обусловленная выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона,

$$\begin{aligned} \left(\frac{1}{r}\right)_4 &= \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_b}{h_0} = \frac{435 \cdot 10^{-6} - 237 \cdot 10^{-6}}{1270} = 155,9 \cdot 10^{-9} \text{ мм}^{-1}, \\ \text{где } \varepsilon_s &= \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{73,9}{1,7 \cdot 10^6} = 435 \cdot 10^{-6}; \\ \varepsilon_b &= \frac{\sigma_b}{E_b} = \frac{47,4}{2 \cdot 10^6} = 237 \cdot 10^{-6}. \end{aligned}$$

Полная кривизна

$$\begin{aligned} \frac{1}{r} &= \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 = \left(\frac{1}{r}\right)_3 - \left(\frac{1}{r}\right)_4 = \\ &= 2076 \cdot 10^{-9} - 155,9 \cdot 10^{-9} = 1920 \cdot 10^{-9} \text{ мм}^{-1} \end{aligned}$$

Прогиб от полной нагрузки по упрощенной зависимости

$$\begin{aligned} f &= s \frac{1}{r} l_0^2 = \frac{5}{48} 1920 \cdot 10^{-9} \cdot 17700^2 = 62,7 \text{ мм} < \\ &< \frac{1}{250} l_0 = \frac{1}{250} \cdot 17700 = 70,8 \text{ мм}, \end{aligned}$$

то есть меньше максимально допустимого прогиба.

Более точный расчет прогибов предполагает вычисление полных кривизн $\left(\frac{1}{r}\right)_{0-0}$, $\left(\frac{1}{r}\right)_{1-1}$, $\left(\frac{1}{r}\right)_{2-2}$, $\left(\frac{1}{r}\right)_{3-3}$ соответствующих сечений 0—0; 1—1, 2—2, 3—3 по блок-схеме 30 прил. 4 при нормальных трещинах в растянутой от эксплуатационных нагрузок зоне или по блок-схеме 29 прил. 4 при отсутствии нормальных трещин.

Полный прогиб балки в этом случае определяют по формуле

$$f = \frac{l_0^2}{216} \left[\left(\frac{1}{r}\right)_{0-0} + 6 \left(\frac{1}{r}\right)_{1-1} + 12 \left(\frac{1}{r}\right)_{2-2} + 8 \left(\frac{1}{r}\right)_{3-3} \right].$$

Расчет, выполненный без упрощений, принятых в данном параграфе, дал значение прогиба $f = 60,1 \text{ мм} < 62,7 \text{ мм}$. Следует отметить, что оба прогиба определены в предположении отсутствия стоек в балке. При более точном расчете прогибов в балке как в замкнутой раме с жесткими узлами полученное значение прогиба будет несколько меньше. Таким образом, вывод о том, что действительный прогиб балки меньше максимально допустимого остается в силе.

2.5. БЕЗРАСКОСНЫЕ ФЕРМЫ

Безраскосные предварительно напряженные фермы пролетом 18—24 м при шаге рам 6—12 м широко применяются в качестве стропильных конструкций одноэтажных промышленных зданий. По сравнению с сегментными, арочными и другими фермами с треугольной решеткой безраскосные фермы выгодно отличаются распределением усилий, простотой армирования и конструкции опалубки, более экономичны по расходу материалов и более удобны для размещения технологического оборудования в межферменном пространстве.

Этот тип ферм представляет собой внутренне много раз статически неопределимую стержневую систему и статически определимую систему относительно своих опор. Особенностью таких ферм являются значительные изгибающие моменты и поперечные силы в жестких узлах сопряжения элементов, поэтому элементы рассчитываются как внецентренно сжатые (верхний пояс) или как внецентренно растянутые (нижний пояс и стойки).

Чаще всего безраскосные фермы изготавливаются цельными из бетона класса В25—В40. Стойки ферм могут быть забетонированы одновременно с поясами или же готовиться заранее.

2.5.1. Геометрия безраскосных ферм

Безраскосные фермы проектируют с криволинейным (сегментным), полигональным очертанием верхнего пояса или же с параллельными поясами. Значительно упрощает армирование и устройство опалубки круговое очертание верхнего пояса. При узловой передаче нагрузки на сегментные фермы изгибающие моменты в них несколько больше, чем в полигональных фермах и, следовательно, фермы с полигональным очертанием более экономичны по расходу арматуры. При внеузловой передаче нагрузки на верхний пояс, очертание последнего практически не влияет на распределение усилий.

При круговом очертании верхнего пояса улучшаются условия монтажа плит покрытия, швы между которыми становятся минимальными, а переломы в кровле — незаметными. Упрощается конструкция каркасов верхнего пояса и сопряжение его со стойками. Поэтому промышленность выпускает в основном фермы с криволинейным очертанием верхнего пояса.

При пролетах ферм $L \leq 18 \text{ м}$ и шести панелях нижнего пояса высота фермы $f = 1/6L$, а при пролетах $L \geq 18 \text{ м}$ и числе панелей более шести f принимается равной $(1/7 \dots 1/8) L$.

Ширина сечений всех элементов фермы принимается одинаковой и равной 240—280 мм, что достаточно для опирания плит покрытия пролетом 6—12 м. Высота поперечных сечений верхнего и нижнего пояса принимается чаще всего одинаковой и равной 200—300 мм. Согласно [17], высота поперечного сечения стоек h_2 назначается из условия

$$h_2/h_1 = 0,7...0,8,$$

где h_2 и h_1 — высоты поперечного сечения соответственно стоек и поясов.

Изменение соотношения между жесткостями элементов безраскосных ферм ведет к изменению распределения моментов. Увеличение сечения верхнего пояса приводит к росту моментов в нем и к снижению изгибающих моментов в нижнем поясе и стойках. Хотя такое уменьшение желательно по условиям обеспечения трещиностойкости нижнего пояса, но оно ведет к перерасходу материалов на ферму в целом. Поэтому пояса ферм проектируются одинаковой высоты. Рекомендуемое соотношение между жесткостями поясов и стоек 1 : 1 : 0,8. Для увеличения трещиностойкости, снижения концентрации напряжений и уменьшения площади арматуры в узлах примыкания стоек к поясам устраивают «вуты» с соотношением сторон 1 : 3 или 1 : 5.

Размеры элементов ферм в осях при круговом очертании верхнего пояса и координаты узлов вычисляются по формулам п. 3.3.1 настоящего учебного пособия.

2.5.2. Определение усилий и расчет безраскосных ферм

Элементы ферм рассчитываются по двум группам предельных состояний на действие постоянных, длительных и кратковременных нагрузок. К *постоянным нагрузкам* относится собственный вес фермы, плит покрытия с заполнением швов, гидро- и теплоизоляционного покрытия, вес подвесного потолка, крановых путей тельферов и кран-балок.

К *длительным нагрузкам* относится вес оборудования, установленного на кровле и в межферменном пространстве, подвешенное к ферме вентиляционное, отопительное и технологическое оборудование и коммуникации с изоляцией; нагрузки от одного подвесного крана и части временной нагрузки, определяемой по п.п. 1.7, 1.8 [9].

К *временным нагрузкам* относятся: снеговые, крановые, ветровые нагрузки, а также часть полезных нагрузок на подвесной потолок (если такой имеется).

Нормативные и расчетные значения нагрузок определяются по данным [9] и справочной литературы.

Значения перечисленных нагрузок (за исключением нагрузок от кранового оборудования) вначале приводятся к равномерно распределенным, Н/м^2 или кН/м^2 , а затем к сосредоточенным узловым нагрузкам, Н или кН .

Усилия от предварительного напряжения арматуры нижнего пояса рассматриваются как длительно действующие нагрузки и учитываются при определении усилий во всех стержнях фермы.

Рекомендуется следующий порядок определения усилий:

1. Сбор постоянных, длительных и кратковременных нагрузок.
2. Выбор схем загрузки, зависящих от очертания кровли, наличия фонарей, перепадов высот, кранового оборудования или подвесного потолка.

3. Определение усилий \bar{N} , \bar{M} и \bar{Q} в сечениях элементов от единичных нагрузок как в n раз статически неопределимой системе. Расчетные сочетания усилий при $\gamma_f = 1$ и $\gamma_f > 1$ устанавливаются умножением усилий от единичных нагрузок на соответствующие значения реальных узловых нагрузок. Сочетания усилий от постоянных, длительных и кратковременных нагрузок в элементах ферм определяются в соответствии с требованиями [9].

2.6. ПРИМЕР РАСЧЕТА ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ БЕЗРАСКОСНОЙ ФЕРМЫ ПРОЛОТОМ 12 м

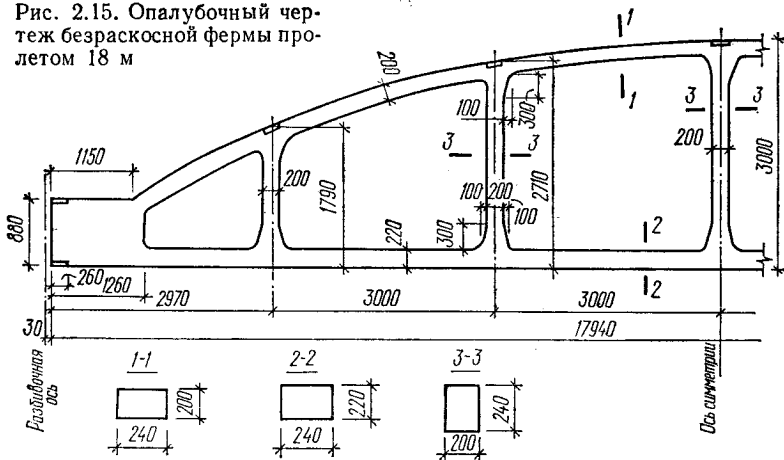
2.6.1. Исходные данные

Опалубочный чертеж фермы, ее геометрическая и расчетная схема представлены на рис. 2.15 и 2.16.

Покрытие — бесфонарное, из панелей размером 3×6 м. Конструкция покрытия обеспечивает узловую передачу нагрузки на ферму. Ферма проектируется для здания, относящегося к II классу по назначению. В этом случае, согласно [5], расчетные значения нагрузок умножаются на коэффициент надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$. Коэффициент условия работы бетона $\gamma_{b2} = 0,9$

Материалы для изготовления фермы:

Рис. 2.15. Опалубочный чертеж безраскосной фермы пролетом 18 м



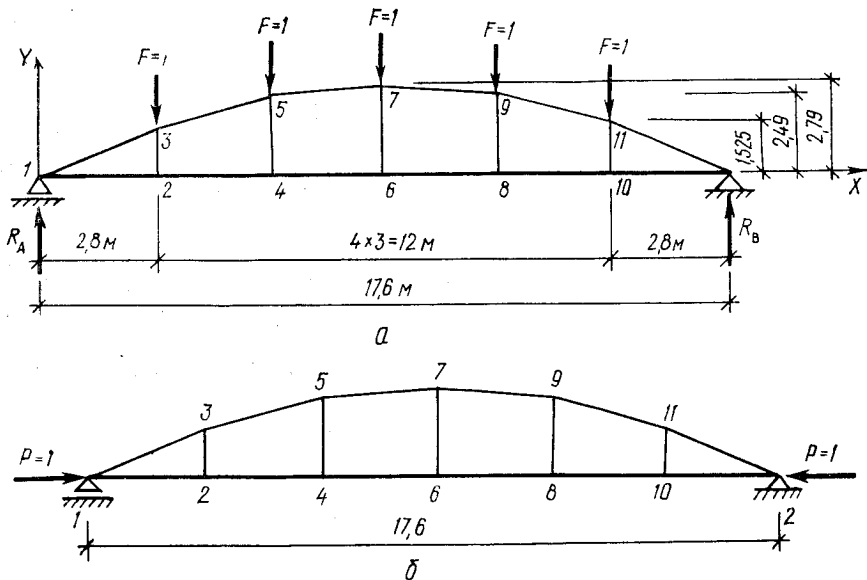


Рис. 2.16. Расчетные схемы фермы:

a — загрузка вертикальными единичными грузами; *б* — загрузка нижнего пояса горизонтальной единичной силой

бетон класса B25 ($R_{b,ser} = 18,5 \cdot 0,9 = 16,65$ МПа; $R_b = 14,5 \times 0,9 = 13,05$ МПа; $R_{bt,ser} = 1,6 \cdot 0,9 = 1,44$ МПа; $R_{bt} = 1,05 \times 0,9 = 0,945$ МПа; $E_b = 27 \cdot 10^3$ МПа);

арматура верхнего пояса, стоек и узлов из стержней класса А-III ($R_s = R_{sc} = 365$ МПа — для стержней $\varnothing \geq 10$ мм; $R_{sw} = 285$ МПа; для стержней $\varnothing < 10$ мм $R_{s,ser} = 390$ МПа; $R_s = R_{sc} = 355$ МПа; $R_{sw} = 285$ МПа);

арматура предварительно напрягаемая для нижнего пояса класса А-V ($R_s = 680$ МПа; $R_{s,ser} = 785$ МПа; $R_{sc} = 400$ МПа; $R_{sw} = 545$ МПа; $E_s = 19 \cdot 10^4$ МПа).

Ферма бетонируется в металлической опалубке с механическим натяжением арматуры на упоры стенда. Передаточная прочность бетона нижнего пояса, согласно [10] п. 2.6, должна быть не менее 11 МПа и не менее 50 % от класса бетона.

Принимаем $R_{bp} = 0,6B = 0,6 \cdot 25 = 15$ МПа > 11 МПа.

К трещиностойкости конструкции предъявляются требования 3-й категории ($a_{crc1} = 0,4$ мм; $a_{csc2} = 0,3$ мм).

2.6.2. Определение нагрузки на ферму и усилий в стержнях

Значения нагрузок от собственного веса конструкций покрытия, умноженные на коэффициент γ_n (см. табл. 2.1), при $\gamma_f = 1$ и $\gamma_f > 1$ соответственно равны:

$$g_{n1} = 2,64 \text{ кН/м}^2; \quad g_1 = 3,13 \text{ кН/м}^2.$$

Таблица 2.7

Вид нагрузки	Равномерно распределенная нагрузка, кН/м ²		Условная нагрузка, кН	
	$\gamma_f = 1$	$\gamma_f > 1$	$\gamma_f = 1$	$\gamma_f > 1$
Длительно действующая	3,2	3,747	$G_n = 3,20 \cdot 3 \cdot 6 = 57,6$	$G = 3,747 \cdot 3 \cdot 6 = 67,45$
Кратковременно действующая (снеговая)	$0,7 \cdot 0,95 = 0,67$	$0,67 \cdot 1,4 = 0,938$	$S_n = 0,67 \cdot 3 \cdot 6 = 12,06$	$S = 0,938 \cdot 3 \cdot 6 = 16,88$
Итого			$F = G_n + S_n = 57,6 + 12,06 = 69,66$	$F = G + S = 67,45 + 16,88 = 84,33$

Таблица 2.8

Номер стержня	Условия при загрузении					
	по схеме рис. 2.16, а		по схеме рис. 2.16, б			
	\bar{M}	\bar{N}	\bar{Q}	\bar{M}	\bar{N}	\bar{Q}
1-2	$9,619 \cdot 10^{-2}$	4,49	$3,74 \cdot 10^{-2}$	$-9,567 \cdot 10^{-3}$	$-9,892 \cdot 10^{-1}$	$-3,31 \cdot 10^{-3}$
1-3	$6,011 \cdot 10^{-2}$	$-5,119$	$1,62 \cdot 10^{-2}$	$-6,882 \cdot 10^{-3}$	$-1,105 \cdot 10^{-2}$	$-2,248 \cdot 10^{-3}$
2-3	$1,31 \cdot 10^{-1}$	$2,37 \cdot 10^{-3}$	$-1,53 \cdot 10^{-1}$	$-6,411 \cdot 10^{-3}$	$3,032 \cdot 10^{-3}$	$7,86 \cdot 10^{-3}$
2-4	$8,367 \cdot 10^{-2}$	4,641	$3,974 \cdot 10^{-2}$	$-3,994 \cdot 10^{-3}$	$-9,971 \cdot 10^{-1}$	$-2,791 \cdot 10^{-4}$
3-5	$6,78 \cdot 10^{-2}$	$-4,866$	$3,527 \cdot 10^{-2}$	$-3,164 \cdot 10^{-3}$	$9,881 \cdot 10^{-3}$	$-5,914 \cdot 10^{-4}$
4-5	$8,042 \cdot 10^{-2}$	$-1,505 \cdot 10^{-2}$	$-6,275 \cdot 10^{-2}$	$-1,369 \cdot 10^{-3}$	$1,866 \cdot 10^{-4}$	$1,110 \cdot 10^{-3}$
4-6	$7,749 \cdot 10^{-2}$	4,704	$2,468 \cdot 10^{-2}$	$-2,897 \cdot 10^{-3}$	$-9,982 \cdot 10^{-4}$	$-9,063 \cdot 10^{-5}$
5-7	$5,653 \cdot 10^{-2}$	4,728	$2,048 \cdot 10^{-2}$	$-2,074 \cdot 10^{-3}$	$-1,818 \cdot 10^{-3}$	$-8,467 \cdot 10^{-5}$
6-7	$-1,620 \cdot 10^{-6}$	$-4,93 \cdot 10^{-2}$	$-1,16 \cdot 10^{-6}$	$-3,03 \cdot 10^{-9}$	$1,813 \cdot 10^{-4}$	$2,174 \cdot 10^{-4}$

Примечание. Усилие в остальных стержнях фермы не анализируются в силу симметрии фермы.

Таблица 2.9

Элемент	Вид услия и единицы измерения	Условия в стержнях от единичных нагрузок		Условия в стержнях от действующих нагрузок	
		по схеме рис. 2.16, а	по схеме рис. 2.16, б	Расчетная комбинация	при $\psi = 1$ при $\psi > 1$
Нижний пояс Стержень 4-6	M, Н · м	$7,749 \cdot 10^{-2}$	$-2,897 \cdot 10^{-3}$	$\frac{7,749 \cdot 10^{-2} F}{7,749 \cdot 10^{-2} G}$	$\frac{5,4}{4,46}$ $\frac{396,7}{270,9}$
	N, кН	4,704	$-9,982 \cdot 10^{-1}$	4,704F 4,704G	—
Верхний пояс Стержень 1-3	Q, кН	$2,468 \cdot 10^{-2}$	$-2,248 \cdot 10^{-3}$	$2,468 \cdot 10^{-2} F$	2,08
	M, кН · м	$6,011 \cdot 10^{-2}$	$-6,841 \cdot 10^{-3}$	$6,011 \cdot 10^{-2} F - 6,841 \cdot 10^{-3} P$ $6,011 \cdot 10^{-2} G - 6,841 \cdot 10^{-3} P$	2,65 1,92
Стойки Стержень 2-3	N, кН	-5,119	$-1,105 \cdot 10^{-2}$	$-5,119 F + 1,105 \cdot 10^{-2} P$ $-5,119 G + 1,105 \cdot 10^{-2} P$	354,1 296,5
	Q, кН	$1,62 \cdot 10^{-2}$	$-2,248 \cdot 10^{-3}$	$1,62 \cdot 10^{-2} F$	— 1,37
Стойки Стержень 2-3	M, кН · м	$1,31 \cdot 10^{-1}$	$-6,411 \cdot 10^{-3}$	$1,31 \cdot 10^{-1} F - 6,411 \cdot 10^{-3} P$ $1,31 \cdot 10^{-1} G - 6,411 \cdot 10^{-3} P$	7,68 6,1
	N, кН	$2,37 \cdot 10^{-3}$	$3,032 \cdot 10^{-3}$	$2,37 \cdot 10^{-3} F + 3,032 \cdot 10^{-3} P$ $2,37 \cdot 10^{-3} G + 3,032 \cdot 10^{-3} P$	0,84 0,82
	Q, кН	$-1,53 \cdot 10^{-1}$	$7,86 \cdot 10^{-3}$	$-1,53 \cdot 10^{-1} F + 7,86 \cdot 10^{-3} P$	— 14,67

Примечание. В числителе — условия от всех видов воздействий, в знаменателе — только от длительно действующей нагрузки.

Суммарная нагрузка на ферму от веса покрытия и собственного веса фермы при $\gamma_f = 1$

$$g_{n1} + \frac{G_n}{LB_1} = 2,64 + \frac{2,6 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,95}{18 \cdot 6} = 3,2 \text{ кН/м}^2,$$

где B_1 — шаг ферм, м; G_n — собственный вес фермы, т; L — пролет фермы, м.

То же, при $\gamma_f > 1$

$$g_1 + \frac{G_n \gamma_f}{LB_1} = 3,13 + \frac{2,6 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,95 \cdot 1,1}{6 \cdot 18} = 3,747 \text{ кН/м}^2.$$

Здесь $\gamma_f = 1,1$ — коэффициент безопасности по нагрузке.

Значения равномерно распределенной и узловой нагрузок приведены в табл. 2.7.

Согласно табл. 5 [9] при уклонах кровли бесфонарных зданий $\alpha \leq 25^\circ$ рассматривается только один вариант загрузки снеговой равномерно распределенной нагрузкой.

Определение усилий в элементах фермы от единичных узловых нагрузок для двух схем загрузки (рис. 2.16, а, б) выполнено по программе «РАМА» на ЭВМ ЕС 1022 и сведено в табл. 2.8.

Анализ данных этой таблицы показывает, что наибольшие значения усилий \bar{N} , \bar{M} и \bar{Q} получены в стержнях нижнего пояса 4—6 (6—8), верхнего пояса 1—3 (11—12) и в стойке 2—3.

Усилия в сечениях фермы складываются из усилий от обжатия нижнего пояса предварительно напрягаемой арматурой и усилий от всех видов длительно и кратковременно действующих нагрузок.

Расчетные усилия в наиболее нагруженных сечениях элементов фермы (табл. 2.9) при $\gamma_f = 1$ и $\gamma_f > 1$ определены умножением наибольших значений единичных усилий (табл. 2.8) на соответствующие значения узловых нагрузок, взятые из табл. 2.7.

При расчете прочности сечений нижнего пояса как внецентренно растянутого элемента усилия в нем определяются без учета сил предварительного обжатия, так как условно предполагается, что к моменту наступления предельного состояния эффект от предварительного обжатия полностью пропадает.

2.6.3. Расчет элементов фермы по первой группе предельных состояний

Нижний пояс. Сечение пояса 240×220 (h) мм;

$$M = 6,53 \text{ кН} \cdot \text{м}; N = 396,7 \text{ кН};$$

$$e_0 = M/N = 6,53/396,7 = 0,016 \text{ м} = 16 \text{ мм};$$

$$e = 0,5h - e_0 - a = 0,5 \cdot 220 - 16 - 50 = 44 \text{ мм};$$

$$e' = 0,5h + e_0 - a' = 0,5 \cdot 220 + 16 - 50 = 76 \text{ мм};$$

$$h_0 = h - a = 220 - 50 = 170 \text{ мм}.$$

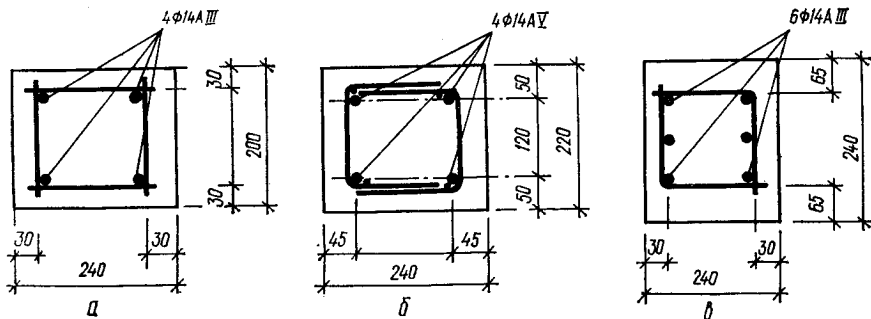


Рис. 2.17. Армирование сечений безраскосной фермы:
 а, б, в — армирование верхнего, нижнего поясов и стойки

При соблюдении условия $e' < h_0 - a'$, то есть $76 < 170 - 50 = 120$ мм,

$$A_{sp} = \frac{Ne'}{\gamma_{sp} R_s (h_0 - a')} = \frac{396,7 \cdot 10^3 \cdot 76}{1,15 \cdot 785 (170 - 50)} = 277,8 \text{ мм}^2;$$

$$A'_{sp} = \frac{Ne}{\gamma_{sp} R_s (h_0 - a)} = \frac{396,7 \cdot 10^3 \cdot 44}{1,15 \cdot 785 (170 - 50)} = 161,1 \text{ мм}^2.$$

Сечение нижнего пояса армируем арматурой, состоящей из 4 $\varnothing 14$ А V общей площадью 615 мм². Армирование сечения показано на рис. 2.17,б.

2.6.4. Определение напряжений в арматуре нижнего пояса

Согласно п. 1.23 [10] уровень начального предварительного напряжения в арматуре нижнего пояса определяем из условий:

$$\sigma_{sp} + \Delta\sigma_{sp} \leq R_{s, ser}; \quad \sigma_{sp} = -\Delta\sigma_{sp} \geq 0,3R_{s, ser}; \quad \Delta\sigma_{sp} = 0,05\sigma_{sp}.$$

После постановки значения $\Delta\sigma_{sp}$ в приведенные выше неравенства получим:

$$\sigma_{sp, max} = R_{s, ser}/1,05 = 785/1,05 = 747,6 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp, min} = 0,3R_{s, ser}/(1 - 0,05) = 0,3 \cdot 785/0,95 = 247,9 \text{ МПа}.$$

Принимаем $\sigma_{sp} = 650$ МПа.

Коэффициент точности натяжения арматуры определяют по формуле

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp}.$$

Согласно п. 1.27 [10], при механическом способе натяжения $\Delta\gamma_{sp} = 0,1$.

Тогда $\gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9$.

Для проверки прочности нижнего пояса в стадии обжатия и его трещиностойкости в стадии эксплуатации вычислим потери предва-

рительного напряжения при $\gamma_{sp} = 1$. Пользуясь блок-схемой 1 прил. 4, найдем первые потери (до окончательного обжатия бетона).

2. От релаксации напряжений в арматуре

$$\sigma_1 = 0,1\sigma_{sp} - 20 = 0,1 \cdot 650 - 20 = 45 \text{ МПа.}$$

4. От перепада между температурой арматуры и натяжных устройств $\sigma_2 = 1,25\Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81,25 \text{ МПа.}$

6. От деформаций анкеров

$$\sigma_3 = \frac{\Delta l}{l} E_s = \frac{2}{19000} 19 \cdot 10^4 = 20 \text{ МПа,}$$

где $\Delta l = 2 \text{ мм}$ (табл. 5 [10]).

13. Напряжение в арматуре после потерь $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3 = 650 - 45 - 81,25 - 20 = 503,75 \text{ МПа.}$$

15. Усилия в арматуре A_{sp} с учетом потерь σ_1, σ_2 и σ_3

$$P = \sigma_{sp1} A_{sp} = 503,75 \cdot 615 = 309,81 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

17. Напряжения в бетоне на уровне центра тяжести предварительно напрягаемой арматуры с учетом потерь σ_1, σ_2 и σ_3 при $e_{op1} = 0$ и $A'_{sp} = A_{sp}$

$$\sigma_{bp} = P/A_{red} = 309,81 \cdot 10^3 / 240 \cdot 220 = 5,88 \text{ МПа.}$$

При определении σ_{bp} принято условно $A = A_{red}$.

18, 19, 20. Так как $\sigma_{bp} = \sigma_{bp} > 0$, то коэффициент α :

$$\alpha = 0,25 + 0,025R_{bp} = 0,025 + 0,025 \cdot 15 = 0,625 < 0,8.$$

21. Проверяем условие $\sigma_{bp}/R_{bp} = 5,88/15 = 0,395 < \alpha = 0,625$.

Условие выполняется, поэтому потери от быстро натекающей ползучести

$$\sigma_6 = 40 \cdot 0,85\sigma_{bp}/R_{bp} = 40 \cdot 0,85 \cdot 0,395 = 13,43 \text{ МПа.}$$

26. Первые потери

$$\sigma_{l1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 45 + 81,25 + 20 + 13,43 = 159,68 \text{ МПа.}$$

Вторые потери. 27. Потери от усадки бетона $\sigma_8 = 35 \text{ МПа.}$

29. Усилие в предварительно напрягаемой арматуре с учетом первых потерь при $\gamma_{sp} = 1$

$$P_1 = (\sigma_{sp} - \sigma_{l1})(A_{sp} + A'_{sp}) = (650 - 159,68) 615 = 301546 \text{ Н} = 301,5 \text{ кН.}$$

31. Напряжения в бетоне от предварительного натяжения арматуры с учетом потерь σ_{l1} на уровне центра тяжести сечения:

$$\sigma_{bp1} = P_1/A = 301,5 \cdot 10^3 / 240 \cdot 220 = 5,71 \text{ МПа} > 0.$$

32. Проверяем условие $\sigma_{bp1}/R_{bp} \leq \alpha = 0,75$

$$5,71/15 = 0,38 < 0,75 \text{ (п. 9а табл. 5 [10]).}$$

33. Потери от ползучести бетона при $\alpha = 0,85$

$$\sigma_9 = 150 \alpha \sigma_{bp} / R_{bp} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,38 = 48,45 \text{ МПа.}$$

35. Вторые потери

$$\sigma_{I2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 48,45 = 83,45 \text{ МПа.}$$

36. Суммарные потери предварительного напряжения

$$\sigma_I = \sigma_{II} + \sigma_{I2} = 159,68 + 83,45 = 243,13 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа.}$$

Усилие в преднапряженной арматуре с учетом всех потерь при $\gamma_{sp} < 1$

$$P_2 = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_I) (A_{sp} + A'_{sp}) = 0,9 (650 - 243,13) 615 = 225,2 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

2.6.5. Проверка нижнего пояса по прочности в стадии изготовления

Как следует из табл. 2.8, наихудшее сочетание усилий \bar{M} и \bar{N} при передаче усилий с упоров на бетон возникает в панели 1—2:

$$M_{1-2} = \bar{M}_{1-2} P_1 = 9,5 \cdot 10^{-3} \cdot 301,5 = 2,86 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N_{1-2} = \bar{N}_{1-2} P_1 = 9,89 \cdot 10^{-1} \cdot 301,5 = 298,2 \text{ кН,}$$

где \bar{M}_{1-2} и \bar{N}_{1-2} — усилия в панели 1—2 от единичной нагрузки, приложенной вдоль оси нижнего пояса (табл. 2.8); P_1 — усилие предварительного напряжения в арматуре нижнего пояса с учетом первых потерь.

Эксцентриситет продольной силы в панели 1—2

$$e_0 = M_{1-2} / N_{1-2} = 2,86 / 298,2 = 0,0099 \approx 1 \text{ см,}$$

что близко к значениям

$$h/30 = 22/30 = 0,73 \text{ см и } l_0/600 = 0,9 \cdot 160/600 = 0,24 \text{ см,}$$

здесь l_0 — длина панели 1—2, см (см. рис. 2.15).

При этих условиях расчет нижнего пояса выполняется как сжатого элемента со случайным эксцентриситетом при прочности бетона, равной его передаточной прочности $R_{bp} = 15 \text{ МПа}$. В соответствии с п. 8 табл. 15 [10] коэффициент условия работы бетона в момент обжатия нижнего пояса $\gamma_{bs} = 1,2$. Так как арматура натягивается на упоры, то влияние прогиба нижнего пояса на его несущую способность в стадии обжатия не учитывается, а его прочность обеспечивается только прочностью бетона согласно условию

$$P_1 = 301,5 \text{ кН} < R_b b h \gamma_{bs} = 15 \cdot 240 \cdot 220 \cdot 1,2 = 950,4 \times 10^3 \text{ Н} = 950,4 \text{ кН.}$$

Так как условие выполняется, то прочность сечений нижнего пояса в стадии изготовления обеспечена.

2.6.6. Проверка прочности наклонных сечений нижнего пояса по поперечной силе

Максимальная поперечная и соответствующая ей продольная силы от совместного воздействия длительных и кратковременных нагрузок при $\gamma_f > 1$ действуют в сечениях панели 2—4 (см. табл. 2.8):

$$Q_{2-4} = \bar{Q}F + \bar{Q}P_2 = 3,974 \cdot 10^{-2} \cdot 84,33 + 2,79 \cdot 10^{-2} \cdot 225,2 = 3,41 \text{ кН};$$
$$N_{2-4} = N_{2-4}F = 4,49 \cdot 84,33 = 378,64 \text{ кН}.$$

Проверяем условие $Q_b \leq \varphi_{b3}(1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0$, выполнение которого свидетельствует о том, что поперечная сила воспринимается бетоном, а поперечная арматура нижнего пояса назначается по конструктивным требованиям.

Для растянутых элементов

$$\varphi_n = -0,2 \frac{N}{R_{bt} b h_0} = -0,2 \frac{378,64 \cdot 10^3}{1,17 \cdot 240 \cdot 170} = -1,58.$$

Согласно п. 3.31 [10], $\varphi_{b3} = 0,6$ и $\varphi_n = -0,8$.

Минимальная поперечная сила, воспринимаемая бетоном,

$$Q_b = \varphi_{b3}(1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0 = 0,6(1 - 0,8) 1,17 \cdot 240 \cdot 170 =$$
$$= 5728,3 \text{ Н} = 5,73 \text{ кН} > Q_{2-4} = 3,41 \text{ кН}.$$

Поперечная арматура $\varnothing 4$ ВрI с шагом 300 мм ставится по конструктивным требованиям.

2.6.7. Расчет сечения верхнего пояса

При расчете сечений верхнего пояса необходимо учитывать усилия от воздействия длительных и кратковременных нагрузок и, кроме того, усилия, вызванные предварительным напряжением арматуры нижнего пояса фермы.

Наибольшие усилия (табл. 2.8 и 2.9) действуют в стержне 1—3. При $\gamma_f > 1$ $M_{1-3} = 3,53$ кН · м; $N_{1-3} = 429,2$ кН.

Продольная сила от действия только постоянных и длительных нагрузок при $\gamma_f > 1$ $N_l = 342,8$ кН.

Сечение верхнего пояса армируем симметричной арматурой класса А-III (рис. 2.17,а).

В общем случае сечение верхнего пояса безраскосных ферм рассчитывают на внецентренное сжатие по указаниям п. 3.2—3.6 [10] или по блок-схеме 20 прил. 4. В данном примере при $e_0 = M_{1-3}/N_{1-3} = 3,53/429,2 = 0,8$ см < 1 см панель 1—3 следует рассматривать как сжатый элемент со случайным эксцентриситетом. При известных размерах сечения верхнего пояса его расчет сводится к подбору продольной арматуры последовательными приближениями с окончательной проверкой прочности по уточненным значениям φ и η . Приняв $\varphi = \eta = 1$, получим

$$A_s + A'_s = \frac{N}{n\varphi R_{sc}} - \frac{AR_b}{R_{sc}} = \frac{429,2 \cdot 10^3}{1 \cdot 1 \cdot 365} - \frac{240 \cdot 200 \cdot 13,05}{365} < 0.$$

Следовательно, сжимающие усилия могут быть восприняты одним бетоном.

Воспользовавшись блок-схемой 17 прил. 4 и, принимая симметричную арматуру $A = A' = 226 \text{ мм}^2$ (2 \varnothing 12 А-III) из условий допустимо минимальных диаметров арматуры и минимального процента армирования сжатых элементов, находим:

$$4. \mu = \frac{\Sigma A_s}{bh} \cdot 100 \% = \frac{2 \cdot 2,26}{240 \cdot 200} \cdot 100 \% = 1,1 \% > 0,005 \%$$

5. Вспомогательные параметры:

длина элемента $l = 1,94 \text{ м}$; расчетная длина элемента $l_0 = 0,9l = 0,9 \cdot 1,94 = 1,746 \text{ м} = 174,6 \text{ см}$; $l_0/h = 174,6/20 = 8,73$; $N_l/N = 342,8/429,2 = 0,8$; при $h \leq 20 \text{ см}$ $\eta = 0,9$; по табл. 10 прил. 3 $\varphi_b = 0,905$; $\varphi_r = 0,912$.

$$6. \alpha = \frac{R_{sc} (A_s + A'_s)}{R_b A} = \frac{365 (226 + 226)}{13,05 \cdot 240 \cdot 200} = 0,26.$$

7. Приведенный коэффициент продольного изгиба

$$\varphi = \varphi_b + 2 (\varphi_r - \varphi_b) \alpha = 0,905 + 2 (0,912 - 0,905) 0,26 = 0,908 < \varphi_r.$$

8. Вычисляем

$$\begin{aligned} A_s + A'_s &= N/\eta\varphi R_{sc} - AR_b/R_{sc} = \\ &= \frac{429,2 \cdot 10^3}{0,9 \cdot 0,908 \cdot 365} - 240 \cdot 200 \frac{13,05}{365} < 0, \end{aligned}$$

то есть прочность сечения обеспечена по условию прочности бетона.

Несущая способность сечения стержня 1—3

$$\varphi\eta [R_b A + (A_s + A'_s) R_{sc}] = 0,908 \cdot 0,9 (13,05 \cdot 240 \cdot 200 + 2 \cdot 2,26 \times 365) = 646715,7 \text{ Н} = 646,72 \text{ кН} > N_{1-3} = 429,2 \text{ кН},$$

то есть прочность обеспечена.

2.6.8. Расчет нижнего пояса фермы по второй группе предельных состояний

Геометрические характеристики приведенного сечения (рис. 2.17,б):

$$\alpha_s = E_s/E_b = 19 \cdot 10^4/29,5 \cdot 10^3 = 6,44;$$

$$A_{red} = A + \alpha_s A_{sp} = 240 \cdot 220 + 6,44 \cdot 615 = 5615 \text{ см}^2;$$

$$I_{red} = bh^3/12 + \alpha_{sp} 2A_{sp} (0,5h - a)^2 = 240 \cdot 220^3/12 + 6,44 \cdot 308 \times 2 (0,5 \cdot 220 - 50)^2 = 21291,4 \cdot 10^4 \text{ мм}^4,$$

$$y_0 = 0,5h = 0,5 \cdot 220 = 110 \text{ мм};$$

$$W_{red} = I_{red}/y_0 = 21291,4 \cdot 10^4/110 = 1935,6 \cdot 10^3 \text{ мм}^3;$$

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 175 \cdot 1935,6 \cdot 10^3 = 3387,3 \cdot 10^3 \text{ мм}^3,$$

где γ — коэффициент, определяемый по табл. 9 прил. 3.

Момент сопротивления приведенного сечения W_{pl} для крайнего растянутого волокна может также определяться по п. 4.7 [10].

Рассчитываем стержень 4—6 как наиболее нагруженный.

Расчет по образованию трещин. Расчет производится из условия $M_r < M_{crc}$.

Для определения момента внешних сил M_r необходимо вычислить

$$e_0 = M_{4-6}/N_{4-6} = 5,4/327,7 = 0,016 \text{ м} = 16 \text{ мм},$$

где N_{4-6} и M_{4-6} определены при $\gamma_f = 1$ (табл. 2.9).

Если не соблюдается условие $N \leq P$ (а в нашем случае $N = 327,7 > P_2 = 225,2$ кН), расстояние до ядровой точки от центра тяжести определяется по формуле (п. 4.5 [10])

$$r = \frac{W_{pl}}{A + 2\alpha_s(A_{sp} + A'_s)} = \frac{3387,3 \cdot 10^3}{240 \cdot 220 + 2 \cdot 6,44(307,5 + 307,5)} = 55,8 \text{ мм}.$$

Момент от внешних сил при $\gamma_f = 1$ относительно той же оси

$$M_r = N_{4-6}(e_0 + r) = 327,7(0,016 + 0,0595) = 24,74 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Так как равнодействующая усилий предварительного напряжения приложена в центре сечения, то $e_{op} = 0$.

Момент усилия P_2 относительно оси, параллельной нулевой линии и проходящей через ядровую точку (п. 4.5 [10]),

$$M_{rp} = P_2(e_0 + r) = 225,2 \cdot 0,0558 = 12,56 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси стержня 4—6, при образовании трещин

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} \pm M_{rp} = 1,44 \cdot 3387,3 \cdot 10^3 + 12,56 \cdot 10^3 = 17,43 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 17,43 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Следовательно, в стадии эксплуатации появятся трещины, так как

$$M_r = 24,74 \leq M_{crc} = 17,43 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Ширина раскрытия трещин не должна превышать значений, указанных в табл. 1 [10].

Определение ширины раскрытия трещин. Для элементов, к требности которых предъявляются требования 3-й категории, полная ширина раскрытия трещин определяется по формуле

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} \leq [a_{crc}].$$

Вычислим ширину непродолжительного раскрытия трещин в нижнем поясе для стадии эксплуатации по формуле

$$a_{crc1} = \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot 20(3,5 - 100 \mu) \sqrt{d},$$

где $\delta = 1,2$; $\varphi_l = 1$; $\mu = 0,015$; $d = 14$ мм.

Эксцентриситет приложения равнодействующих всех сил в сечении нижнего пояса при $\gamma_f = 1$, $e_0 = 0,016$ м, $e_{op} = 0$

$$e_{tot} = \frac{Ne_0 - P_2 e_{op}}{N - P_2} = \frac{327,7 \cdot 0,016}{327,7 - 225,2} = 0,05 \text{ м} = 50 \text{ мм}.$$

Так как $0 < e_{tot} < 0,8h$, то значения напряжений в арматуре определяют по формуле п. 4.15 [10], для чего необходимо вычислить:

$$z = z_s = h_0 - a = 170 - 50 = 120 \text{ мм}; \quad y = h/2 = 220/2 = 110 \text{ мм}; \\ e_{sp} = y - e_{op} = 110 \text{ мм}; \quad e_s = 110 - 16 = 9,4 \text{ мм}.$$

Напряжение в арматуре A_{sp} с учетом указаний п. 4.14 [1]

$$\sigma_s = \frac{N(e_s \pm z) - P(z - e_{sp})}{A z} = \frac{327,7 \cdot 40^3 (-94 + 120) - 225,2 \cdot 10^3 (120 - 110)}{615 \cdot 120} = \\ = 84,95 \text{ Н/мм}^2 = 84,95 \text{ МПа}.$$

Ширина раскрытия трещин a_{crcl} от непродолжительного действия всей нагрузки

$$a_{crcl} = \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_c} 20 (3,5 - 100 \mu) \sqrt[3]{d} = \\ = 1,2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{84,95}{19 \cdot 10^4} 20 (3,5 - 100 \cdot 0,015) \sqrt[3]{14} = \\ = 0,052 \text{ мм} < [a_{crc} = 0,42 \text{ мм}].$$

Определим ширину раскрытия трещин a_{crcl} от непродолжительного действия постоянной и длительной нагрузки при $\varphi_l = 1$. Для этого вычисляем эксцентриситет

$$e_0 = M_{4-6}/N_{4-6} = 4,46/270,9 = 0,016.$$

Так как эксцентриситет e_0 не изменился, то и значения e_{sp} , z_s и e_s остаются прежними

Приращение напряжения в арматуре

$$\sigma_s = \frac{270,9 \cdot 10^3 (-94 + 120) - 225,2 \cdot 10^3 (120 - 110)}{615 \cdot 120} = \\ = 64,93 \text{ Н/мм}^2 = 64,93 \text{ МПа}.$$

Ширина раскрытия трещин

$$a_{crc} = 1,2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{64,93}{19 \cdot 10^4} \cdot (3,5 - 100 \cdot 0,015) \sqrt[3]{14} = 0,04 \text{ мм}.$$

Ширина раскрытия трещин a_{crc2} от продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок определяется при $\varphi_l > 1$:

$$\varphi_l = 1,60 - 15 \mu = 1,6 - 15 \cdot 0,015 = 1,375;$$

$$a_{crc3} = 1,2 \cdot 1,375 \cdot 1 \cdot \frac{64,93}{19 \cdot 10^4} 20 (3,5 - 100 \cdot 0,015) \sqrt[3]{14} = 0,055 \text{ мм}.$$

Полная ширина раскрытия трещин в панели 4 — 6 нижнего пояса фермы

$$a_{crc} = a_{crcl} - a_{crc2} + a_{crc3} = 0,052 - 0,04 + 0,005 = 0,067 \text{ мм} < [0,4 \text{ мм}].$$

2.6.9. Расчет опорного узла фермы

Наклонные сечения опорного узла фермы рассчитываются на действие поперечных сил и изгибающих моментов. Наклонная трещина АВ (рис. 2.18) пересекает предварительно напрягаемую арма-

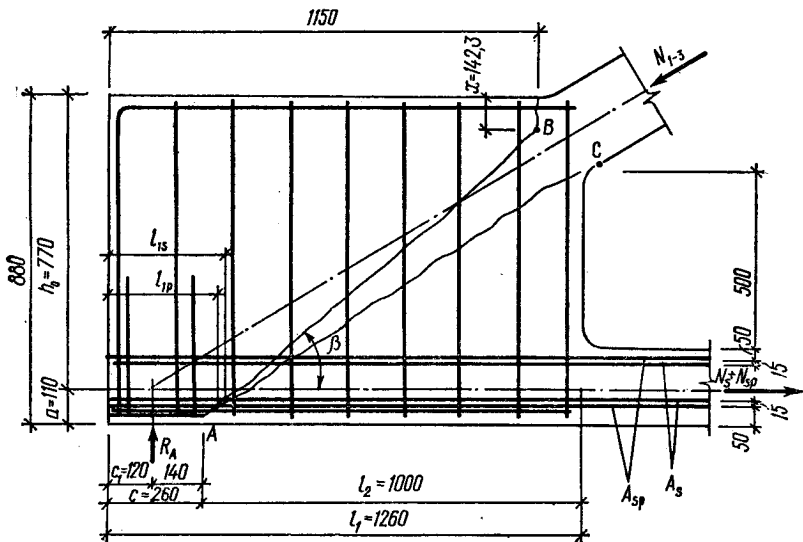


Рис. 2.18. Расчетная схема опорного узла фермы

туру $A_{sp} = 615 \text{ мм}^2$ (4 \varnothing 14 АIII) и ненапрягаемую арматуру $A_s = 314 \text{ мм}^2$ (4 \varnothing 10 АIII), установленную в опорном узле на длине анкеровки предварительно напрягаемой арматуры.

Из рис. 2.18 находим:

$$\beta = 33^\circ 20'; \quad \text{tg } \beta = 0,6545; \quad \text{ctg } \beta = 1,53.$$

Фактическая минимальная длина зоны анкеровки арматуры A_{sp} и A_s (рис. 2.18):

$$l_{1p} = 260 + 5/\text{tg } \beta = 336 \text{ мм} < l_p = 35d = 35 \cdot 14 = 490 \text{ мм};$$

$$l_{1s} = 260 + 6,5/\text{tg } \beta = 359 \text{ мм} > l_s = 35d = 35 \cdot 10 = 350 \text{ мм}.$$

Здесь l_p и l_s — нормируемая минимальная длина анкеровки соответственно предварительно напряженной и ненапрягаемой арматуры.

На опорный узел действуют следующие усилия: опорная реакция фермы от действия всех видов нагрузок

$$R_A = Q_{\max} = 0,5 \sum F = 0,5 \cdot 5 \cdot 84,33 = 210,8 \text{ кН};$$

усилие в панели 1—3 верхнего пояса

$$N_{1-3} = 429,2 \text{ кН (см. табл. 2.9);}$$

усилие в панели 1—2 нижнего пояса

$$N_{1-2} = \bar{N}_{1-2} F = 4,49 \cdot 84,33 = 378,64 \text{ кН},$$

где \bar{N}_{1-2} — усилие в стержне 1—2 от единичного нагружения (см. табл. 2.8);

предельное усилие в арматуре A_{sp} :

$$N_{sp} = A_{sp} R_s l_p / l_p = 615 \cdot 785 \cdot 336 / 490 = 331045,7 \text{ Н} = 331,05 \text{ кН};$$

предельное усилие в ненапрягаемой арматуре (4 \varnothing 10 АIII), пересекаемой трещиной АВ

$$N_s = A_s R_s = 314 \cdot 365 = 114610 \text{ Н} = 114,6 \text{ кН};$$

усилие, воспринимаемое поперечной арматурой, пересекаемой трещиной

$$N_w = \frac{N - N_{sp} - N_s}{\text{ctg } 33^\circ 20'} = \frac{429,2 - 331,05 - 114,6}{1,53} < 0.$$

Так как $N_w < 0$, то поперечные силы в наклонных сечениях опорного узла полностью воспринимаются бетоном.

Назначаем поперечную арматуру из конструктивных соображений: общее число поперечных стержней на длине проекции сечения АВ $n = 14$; шаг поперечных стержней $s = 150$ мм, сечение поперечной арматуры \varnothing 6А III ($A_{sw} = 28,3 \text{ мм}^2$).

Для проверки наклонного сечения АВ на действие изгибающего момента вычислим:

высоту сжатой зоны в наклонном сечении АВ

$$x = \frac{N_{sp} + N_s}{R_b b} = \frac{(331,05 + 114,6) \cdot 10^3}{13,05 \cdot 240} = 142,3 \text{ мм};$$

предельное усилие в принятой поперечной арматуре:

$$N_w = n R_{sw} A_{sw} = 14 \cdot 285 \cdot 28,3 = 112,92 \cdot 10^3 \text{ Н};$$

$$h_{op} = h_{os} = h - a = 880 - 110 = 770 \text{ мм}; c_1 = 120 \text{ мм}; c = 260 \text{ мм};$$

$$l_3 = 1260 \text{ мм}; l_2 = l_3 - c = 1260 - 260 = 1000 \text{ мм};$$

прочность наклонного сечения обеспечена, если выполняется условие

$$Q_{max}(l_3 - c_1) \leq N_w \frac{l_2 - 10}{2} + N_s (h_{os} - x/2) + N_{sp} (h_{op} - x/2);$$
$$210,8 \cdot 10^3 (1260 - 120) = 240,31 \cdot 10^6 \cdot \text{Н} \cdot \text{мм} < 119,92 \times$$
$$\times 10^3 (1000 - 100) / 2 + 114,6 \cdot 10^3 (770 - 142,3/2) + 331,05 \times$$
$$\times 10^3 (770 - 142,3/2) = 401,09 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

то есть условие удовлетворено.

В случае несоблюдения этого неравенства необходимо увеличить диаметр поперечной арматуры или уменьшить ее шаг.

2.7. ПОДСТРОПИЛЬНЫЕ ФЕРМЫ

При шаге колонн 12 м и шаге стропильных ферм 6 м нагрузка от покрытия на колонны передается через подстропильные фермы. Стропильные фермы опираются не только на опорные узлы подстропильной фермы, но и на ее средний узел нижнего пояса. Условиями опирания стропильных ферм определяется ширина нижнего пояса

подстропильных ферм; в типовых фермах она принята равной 550 мм и не меняется по длине фермы.

Общая высота фермы колеблется от 1950 до 2950 мм и зависит от пролета, конструкции стропильных ферм, конструктивного решения покрытия. Высота нижнего пояса определяется из условий размещения предварительно напрягаемой арматуры и прочности нижнего пояса в стадии изготовления.

Ширину верхнего пояса и всех его узлов принимаем равной ширине нижнего пояса. Для изготовления подстропильных ферм используем бетон не ниже класса В35, а в качестве предварительно напрягаемой арматуры — высокопрочную проволоку класса Вр-II, семипроволочные канаты К-7 или стержневую высокопрочную арматуру классов А-IV, А-V. Армирование узлов и элементов подстропильных ферм аналогично армированию стропильных ферм с треугольной решеткой.

Статический расчет стропильных ферм как статически неопределимых конструкций выполняем с помощью ЭВМ. В этом случае в расчетах учитываются, кроме продольных сил N , изгибающие моменты и поперечные силы, то есть элементы фермы рассчитываются как внецентренно сжатые или внецентренно растянутые.

Определение усилий в безраскосных фермах с помощью ЭВМ является наиболее приемлемым способом. Для этого можно воспользоваться любой программой для расчета стержневых статически неопределимых систем.

В подстропильных фермах с треугольной решеткой замена жестких узлов шарнирными позволяет определить усилия с некоторой погрешностью при помощи диаграммы Максвелла—Кремоны или с помощью других известных методов. В этом случае элементы ферм рассчитываются как сжатые со случайным эксцентриситетом или как центрально растянутые.

Основной нагрузкой на подстропильную ферму является сумма реакций двух стропильных ферм, приложенных в виде сосредоточенной силы к центральному узлу нижнего пояса. Кроме того, верхний пояс фермы непосредственно воспринимает нагрузку от четырех ребер плит покрытия, в сумме равную нагрузке от одной плиты.

2.8. РАСЧЕТ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ПОДСТРОПИЛЬНОЙ ФЕРМЫ ПРОЛОТОМ 12 м

2.8.1. Данные для проектирования

Тяжелый бетон класса В35; коэффициент условия работы $\gamma_{b2} = 0,9$ ($R_{b,ser} = 25,5 \cdot 0,9 = 22,95$ МПа; $R_b = 19,5 \cdot 0,9 = 17,55$ МПа; $R_{bt,ser} = 1,95 \cdot 0,9 = 1,76$ МПа; $R_{bt} = 1,3 \cdot 0,9 = 1,17$ МПа; $E_b = 34,5 \cdot 10^3$ МПа).

Предварительно напрягаемая арматура — семипроволочные канаты — $\varnothing 12$ К7. Площадь поперечного сечения каната $f_s = 0,906$ см² ($R_{s,ser} = 1335$ МПа; $R_s = 1110$ МПа; $R_{sc} = 400$ МПа; $E_s = 18 \cdot 10^4$ МПа).

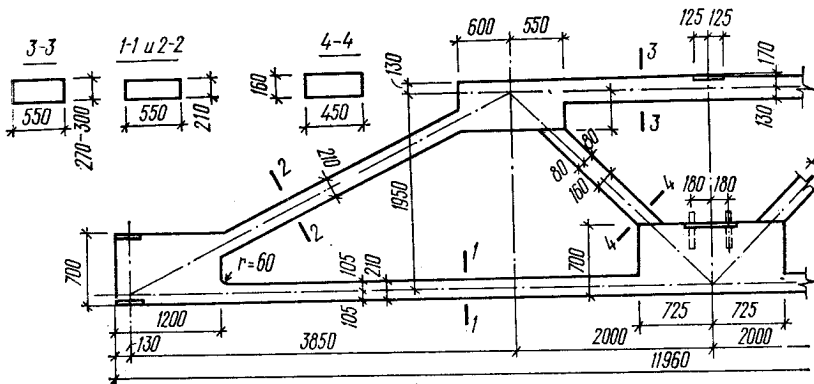


Рис. 2.19. Опалубочный чертеж подстропильной фермы

Ненапрягаемая арматура верхнего пояса, раскосов и узлов выполняется из горячекатанной стержневой арматуры класса А-III ($R_s = R_{sc} = 365$ МПа при $d > 10$ мм и $R_s = R_{sc} = 355$ МПа при $d < 10$ мм; $R_{sw} = 385$ МПа; $E_s = 20 \cdot 10^4$ МПа).

К трещиностойкости фермы предъявляются требования 3-й категории. Допустимая ширина трещин (с учетом класса арматуры нижнего пояса) $a_{cr1} = 0,3$ мм; $a_{cr2} = 0,2$ мм.

Конструкцию бетонуют в стальной опалубке с натяжением арматуры на упоры механическим способом. Предусмотрена тепловая обработка бетона. Опалубочный чертеж фермы приведен на рис. 2.19.

Согласно условию п. 2.6 [10] передаточная прочность для бетона класса В35 должна находиться в пределах $15,5$ МПа $< R_{bp} > 0,5B$, где В — класс бетона. Принимаем $R_{bp} = 0,6B = 0,6 \cdot 35 = 21$ МПа.

2.8.2. Расчетный пролет и нагрузки на подстропильную ферму

Подстропильная ферма загружена реакциями двух стропильных безраскосных ферм пролетом 18 м и частью нагрузки от покрытия, непосредственно опирающегося на верхний пояс подстропильной фермы.

Расчетный пролет фермы

$$l_0 = L - 2a_0 = 12 - 2 \cdot 0,15 = 11,7 \text{ м,}$$

где a_0 — расстояние от разбивочной оси до точки приложения реакции подстропильной фермы, равное 150 мм.

Нагрузка на 1 м подстропильной фермы от ее собственного веса при $\gamma_f = 1$

$$g_{tr1} = \frac{v_{tr} \rho_b \cdot 9,81 \gamma_n}{l_{tr}} = \frac{4,5 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,95}{12} = 8,74 \text{ кН/м;}$$

при $\gamma_f > 1,1$

$$g_{tr} = g_{tr1} \gamma_f = 8,74 \cdot 1,1 = 9,61 \text{ Н/м.}$$

В этих формулах v_{tr} — объем бетона фермы, м³; ρ_b — плотность бетона, т/м³; l_{tr} — длина подстропильной фермы, м; 9,81 — ускорение силы тяжести.

Сосредоточенная сила F_1 , передающаяся непосредственно на верхний пояс подстропильной фермы от плит покрытия:

при $\gamma_f = 1$

$$F_{1n} = 3 \cdot 6 (g_{1n} + s_n) = 3 \cdot 6 (2,64 + 0,67) = 59,58 \text{ кН};$$

при $\gamma_f > 1$

$$F_1 = 3 \cdot 6 (g_1 + s) = 3 \cdot 6 (3,13 + 0,938) = 73,22 \text{ кН},$$

g_{1n} , g_1 — нагрузки на 1 м² от покрытия и собственного веса фермы с учетом коэффициента надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$; s_n , s — нагрузка на кровлю от снега (см. сбор нагрузок, табл. 2.7 настоящего пособия).

Сосредоточенная сила F_2 от двух реакций стропильных ферм, приложенных к среднему узлу нижнего пояса подстропильной фермы: от действия всех нагрузок при $\gamma_f = 1$

$$F_{2n} = 2 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 6 [g_{1n} + G_n \gamma_n / (LB_1)] - F_{1n} = 2 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 6 \times \\ \times (3,2 + 0,67) - 59,58 = 358,38 \text{ кН};$$

то же, при $\gamma_f > 1$

$$F_2 = 2 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 6 [g_1 + G_n \gamma_n \gamma_f / (LB_1)] - F_1 = 2 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 6 \times \\ \times (3,747 + 0,938) - 73,22 = 432,75 \text{ кН}.$$

Вычисление значений $g_{1n} + \frac{G_n \gamma_n}{LB_1}$ приведены в п. 2.6.2 настоящего пособия.

Сила F_2 только от длительно действующих нагрузок при $\gamma_f > 1$

$$F_{2r} = 2 \cdot 0,5 \cdot 18 \cdot 6 \cdot 3,747 - 3 \cdot 6 \cdot 3,13 = 348,34 \text{ кН}.$$

Условно полагаем, что собственный вес подстропильной фермы и нагрузка от части кровли, передающаяся непосредственно на верхний пояс фермы, приложены в узлах верхнего пояса. Значения этих сил соответственно при $\gamma_f = 1$ и $\gamma_f > 1$

$$F_{3n} = g_{tr,1} (l_{n1} + l_{n2}) / 2 + F_{1n} / 2 = 8,74 (3,98 + 4) (2 + 59,58) / 2 = 64,66 \text{ кН}; \\ F_3 = g_{tr} (l_{n1} + l_{n2}) / 2 + F_1 / 2 = 9,61 (3,98 + 4) (2 + 73,22) / 2 = 74,95 \text{ кН}.$$

Опорные реакции подстропильной фермы от воздействия всех нагрузок:

при $\gamma_f = 1$

$$R_A = 0,5 F_{2n} + F_{3n} = 0,5 \cdot 358,38 + 64,66 = 243,85 \text{ кН};$$

при $\gamma_f > 1$

$$R_A = 0,5 F_2 + F_3 = 0,5 \cdot 432,75 + 74,95 = 291,33 \text{ кН}.$$

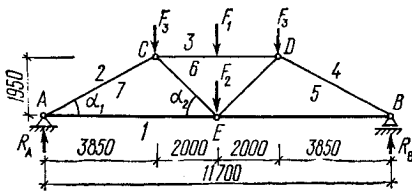


Рис. 2.20. Расчетная схема подстропильной фермы

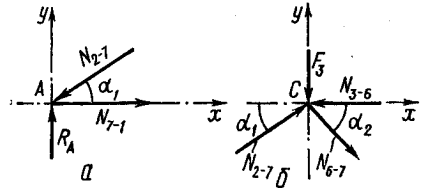


Рис. 2.21. К определению усилий в стержнях фермы

То же, только от постоянных и длительно действующих нагрузок при $\gamma_f > 1$

$$R_{A1} = R_A - S = 291,33 - 6 \cdot 18 \cdot 0,938 = 190,03 \text{ кН},$$

где S — расчетная нагрузка от снега на стропильную ферму.

Расчетная и геометрическая схема фермы приведена на рис. 2.20.

2.8.3. Определение усилий в элементах фермы

В принятой расчетной схеме фермы (рис. 2.20) жесткие узлы условно заменены шарнирными. Сосредоточенная сила F_1 , фактически приложенная в середине пролета средней панели верхнего пояса, разделена пополам и приложена условно в узлах верхнего пояса. Определение усилий в элементах фермы выполним методом вырезания узлов.

Углы между стержнями фермы:

$$\text{tg } \alpha_1 = 1,95/3,85 = 0,5064; \quad \alpha_1 = 26^\circ 50';$$

$$\text{tg } \alpha_2 = 1,95/2 = 0,975; \quad \alpha_2 = 44^\circ 18';$$

$$\sin \alpha_1 = 0,4515; \quad \cos \alpha_1 = 0,892;$$

$$\sin \alpha_2 = 0,698; \quad \cos \alpha_2 = 0,711.$$

У з л А (рис. 2.21. а). Усилие от всех действующих нагрузок в стержне 2—7:

при $\gamma_f > 1$

$$N_{2-7} = R_A / \sin \alpha_1 = 291,33 / 0,4515 = 645,25 \text{ кН};$$

при $\gamma_f = 1$

$$N_{2-7} = 243,85 / 0,4515 = 540,08 \text{ кН}.$$

Усилие от постоянных и длительно действующих нагрузок при $\gamma_f = 1$ в стержнях 2—7 и 7—1

$$N_{2-7; l} = 190,03 / 0,4515 = 420,88 \text{ кН};$$

$$N_{7-1} = N_{2-7} \cos \alpha_1 = 645,25 \cdot 0,892 = 575,56 \text{ кН (растяжение)}.$$

Усилие от всех нагрузок при $\gamma_f = 1$

$$N_{7-1} = N_{2-7} \cos \alpha_1 = 540,08 \cdot 0,892 = 481,75 \text{ кН}.$$

У з л С (рис. 2.21, б). Из $\Sigma Y = 0$ записываем уравнение

$$-F_3 + N_{2-7} \sin \alpha - N_{6-7} \sin \alpha_2 = 0.$$

Таблица 2.10

Стержни	Сечения стержней $b \times h$ мм	Момент инерции сечения J , мм ⁴	Длина стержней, l , мм	Относительная жесткость J_i/J_{min}	Погонная жесткость $\frac{J_i}{J_{min} l}$
2—7	550×210	42446,25×10 ⁴	2700	2,763	1,023
3—6	550×285,5	106659,55×10 ⁴	2900	6,944	2,325
6—7	450×160	15360 · 10 ⁴	1350	1	0,741

Откуда усилия от всех нагрузок
при $\gamma_f > 1$

$$N_{6-7} = (-74,28 + 645,25 \cdot 0,4513) / 0,698 = 310,96 \text{ кН}$$

(растяжение);
при $\gamma_f = 1$

$$N_{6-7} = (-64,66 + 540,08 \cdot 0,4515) / 0,698 = 256,72 \text{ кН.}$$

Расчетное значение усилия N_{6-7} только от постоянных и длительно действующих нагрузок при $\gamma_f = 1$:

$$N_{6-7} = (-66,51 + 420,88 \cdot 0,4515) / 0,698 = 176,96 \text{ кН};$$

$$\Sigma X = 0; N_{2-7} \cos \alpha_1 + N_{6-7} \cos \alpha_2 - N_{3-6} = 0.$$

Усилие N_{3-6} :

от действия всех нагрузок при $\gamma_f > 1$

$$N_{3-6} = 645,25 \cdot 0,892 + 310,96 \cdot 0,711 = 796,65 \text{ кН};$$

от длительно действующей части нагрузок при $\gamma_f = 1$

$$N_{3-6;l} = 420,88 \cdot 0,892 + 176,96 \cdot 0,711 = 501,24 \text{ кН.}$$

Вычислим изгибающие моменты на концах стержней, примыкающих к узлу C , считая, что стержень 3—6 фактически загружен силой F_1 , приложенной в середине пролета. Для этого воспользуемся методикой, изложенной в [4].

Значения жесткостей стержней, сходящихся в узле C , приведены в табл. 2.10.

Согласно [4],

$$M_i = \beta_1 M_{on},$$

где M_i — момент в заделке i -го стержня, примыкающего к узлу; β_1 — коэффициент, зависящий от соотношения погонных жесткостей рассматриваемых стержней; M_{on} — опорный момент в стержне 3—6 с жестко защемленными концами.

В соответствии с [4] при $i_i/i_m = 4$ и выше $\beta_1 = 0,1$, а при $i_i/i_m = 1$ и ниже $\beta_2 = 0,2$, где i_m — погонная жесткость среднего из всех сходящихся в узле стержней; i_i — средняя погонная жесткость стержней, исключая погонную жесткость среднего стержня.

Подставляя значения погонных жесткостей стержней 2—7 и 3—6, вычислим их среднюю погонную жесткость:

$$i_i = (i_{2-7} + i_{3-6}) / 2 = (1,023 + 2,325) / 2 = 1,674; \quad i_m = 0,741;$$

$$i_i / i_m = 1,674 / 0,741 = 2,259 > 1.$$

По интерполяции находим

$$\beta_1 = 0,2 - (0,2 - 0,1) (2,259) / (4 - 1) = 0,159.$$

Опорный момент в стержне 3—6 от действия всех нагрузок при условии жесткой заделки его в узле С:

$$M_{3-6;C} = -73,22 \cdot 2,9/8 = 26,54 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{6-7;C} = \beta_1 M_{3-6;C} = 0,159 \cdot 26,54 = 4,22 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Для стержня 2—7:

$$i_i / i_m = (2,326 - 0,741) / 2 = 1,533 > 1;$$

$$\beta = 0,2 - \frac{0,2 - 0,1}{4 - 1} (1,533 - 1) = 0,182;$$

$$M_{2-7} = 0,182 \cdot 26,54 = 4,83 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Из условия равенства суммы моментов нулю в узле С находим

$$M_{3-6} = M_{3-6;C} - M_{6-7;C} - M_{2-7;C} = 26,54 - 4,44 - 4,83 =$$

$$= 17,49 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Тогда момент в середине пролета панели верхнего пояса 3—6

$$M_{0,5l} = F_1 l / 4 - M_{3-6} = 73,22 \cdot 2,9 / 4 - 17,49 = 35,59 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

2.8.4. Расчет сечений элементов фермы по первой группе предельных состояний

Нижний пояс. Стержень 7—1. Сечение стержня 550×210 (h) мм. Наибольшее растягивающее усилие: при $\gamma_j = 1$ $N_{7-1} = 481,75$ кН; при $\gamma_j > 1$ $N_{7-1} = 575,56$ кН. Ненапряженную арматуру $\varnothing 4$ Вр1, входящую в состав конструктивных каркасов, не учитываем ($A_s = 0$).

Коэффициент условий работы семипроволочных канатов К-7 определяем по п. 3.13 [10]: $\gamma_{s6} = \eta = 1,15$.

Площадь растянутой предварительно напряженной арматуры

$$A_{sp} = \frac{N_{7-1}}{\gamma_{s6} R_s} = \frac{575,56 \cdot 10^3}{1,15 \cdot 1335} = 374,9 \text{ мм}^2.$$

Принимаем $5 \varnothing 12$ К7 ($A_{sp} = 453 \text{ мм}^2$). Армирование сечений нижнего пояса приведено на рис. 2.22,а.

Верхний пояс. Стержень 2—7. Сечение стержня 550×210 (h) мм. Продольная сила и момент от всех нагрузок при $\gamma_j > 1$:

$$N_{2-7} = 645,25 \text{ кН}; \quad M_{2-7} = 4,83 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

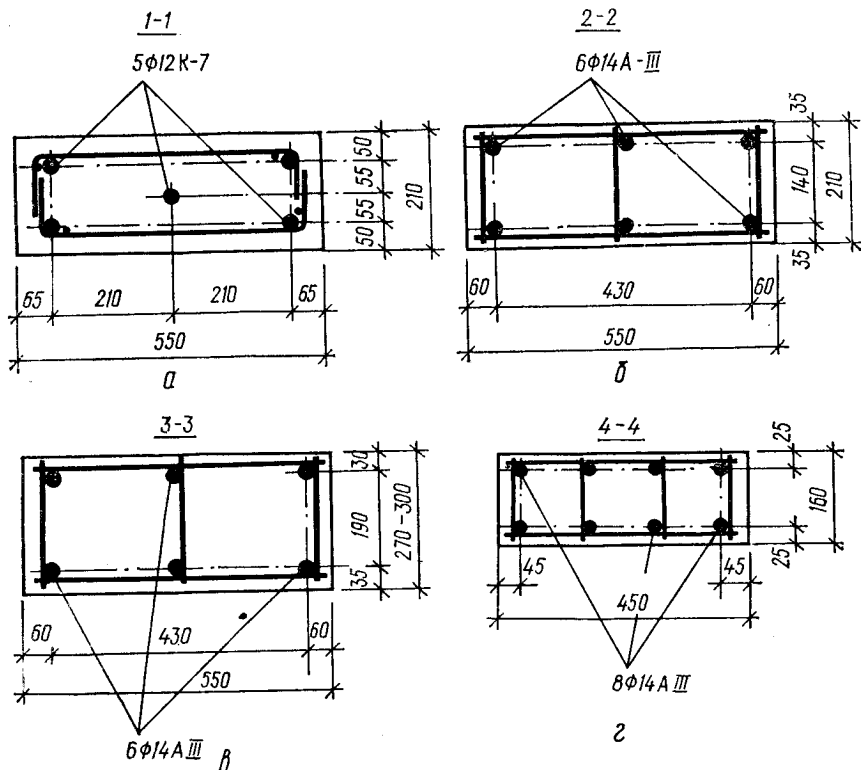


Рис. 2.22. Армирование сечений подстропильной фермы

Усилия только от длительно действующих нагрузок при $\gamma_f = 1$:

$$N_{2-7} = N_l = 420,88 \text{ кН}; \quad M_{2-7} = M_l = 4,83 \times \\ \times 420,88/645,25 = 3,15 \text{ кН}.$$

Свободная длина стержня 2—7 $l_0 = 0,9l = 0,9 \cdot 2577 = 2320 \text{ мм}$;
 $e_a = h/30 = 210/30 = 7 \text{ мм}$, или $e_a = l_0/600 = 2320/600 = 3,9 \text{ мм} <$
 $< 10 \text{ мм}$.

Коэффициент η определяем по блок-схеме 18 прил. 4.

1. $e_0 = M_{2-7}/N_{2-7} = 4,83/420,88 = 0,0115 \text{ м} = 11,5 \text{ мм}$.
2. $M_1 = M + 0,5N(h_0 - a') = 4,83 + 0,5 \cdot 420,88(0,175 - 0,035) = 50 \text{ кН} \cdot \text{м}$.
3. $M_{1l} = M_l + 0,5N_l(h_0 - a') = 3,15 + 0,5 \cdot 420,88(0,175 - 0,035) = 32,61 \text{ кН} \cdot \text{м}$.
- 4, 5, 7. $l_0/h = 2320/210 = 11,05 > 10$.

Моменты M и M_l одного знака.

9, 10, 11.

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{1l}}{M_1} = 1 + 1 \frac{3,15}{4,83} = 1,65.$$

Коэффициент $\beta = 1$ (в соответствии с указаниями табл. 30 [10]).

Тогда

$$\varphi_l = 1,65 < 1 + \beta = 2.$$

13. $\delta_{e,min} = 0,5 - 0,01l_0/h - 0,01R_b = 0,5 - 0,01 \times 2320/210 - 0,01 \cdot 17,55 = 0,21.$

14, 15. Так как фактически ферма представляет собой статически неопределимую конструкцию, то

$$e_0 = M/N + e_a = 4,83/645,25 + 0,007 = 0,0145 \text{ м} = 14,5 \text{ мм}.$$

16, 17. $e_0/h = 14,5/210 = 0,07 < \delta_{e,min} = 0,21.$

Принимаем $\delta_e = \delta_{e,min}.$

18, 19. $\alpha_s = E_s/E_b = 20 \cdot 10^4/34,5 \cdot 10^3 = 5,8.$

Для элементов без предварительного напряжения $\varphi_p = 1.$

Полагая, что стержень 2—7 армируется симметричной арматурой (по 3 \varnothing 14 АIII на каждой грани), найдем момент инерции всей арматуры сечения:

$$J_s = 2 \cdot 3 \cdot 153,9 \cdot 70^2 = 452,5 \cdot 10^4 \text{ мм}^4,$$

где $3 \cdot 153,9$ — площадь арматуры, $\text{мм}^2.$

Момент инерции сечения бетона $I = 42446,25 \cdot 10^4 \text{ мм}^4$ (см. табл. 2.10).

21. Критическая сила

$$\begin{aligned} N_{cr} &= \frac{6,4E_b}{I_0^2} \left[\frac{I}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e/\varphi_p} + 0,1 \right) + \alpha_s I_s \right] = \\ &= \frac{6,4 \cdot 34,5 \cdot 10^3}{2320^2} \left[\frac{42446,25 \cdot 10^4}{1,65} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,21/1} + 0,1 \right) + \right. \\ &\quad \left. + 5,8 \cdot 452,5 \cdot 10^4 \right] = 4909009 \text{ Н} = 4909 \text{ кН}. \end{aligned}$$

22, 23. $N_{cr} = 4909 \text{ кН} < N = 645,25 \text{ кН}.$

Тогда

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{645,25}{4909}} = 1,15.$$

Площади арматуры верхнего пояса уточняем по блок-схеме 20 прил. 4, приняв $\sigma_{sR} = R_s = 365 \text{ МПа}.$

1. Рабочая высота сечения

$$h_0 = h - a = 210 - 35 = 175 \text{ мм}.$$

2. $e = e_0\eta + 0,5(h_0 - a') = 7,5 \cdot 1,15 + 0,5(175 - 35) = 78,6 \text{ мм}.$

3. Для определения предельного значения относительной высоты сжатой зоны бетона вычислим:

$$\omega = \alpha - \beta R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 17,55 = 0,71.$$

4, 5. Так как $\gamma_{b2} < 1$, то $\sigma_{sc.u} = 500 \text{ МПа}.$

$$6. \xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc.u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} = \frac{0,71}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,71}{1,1} \right)} = 0,56.$$

$$7. \delta = a'/h_0 = 35/175 = 0,2.$$

$$8. \alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{645,25 \cdot 10^3}{17,55 \cdot 550 \cdot 175^2} = 0,382.$$

$$9. \alpha_m = \frac{N e}{R_b b h_0^2} = \frac{645,25 \cdot 10^3 \cdot 78,6}{17,55 \cdot 550 \cdot 175^2} = 0,171.$$

10, 11. Так как $\alpha_n = 0,382 < \xi_R = 0,56$, то

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \alpha_n (1 - 0,5 \alpha_n)}{1 - \delta} = \\ = \frac{17,55 \cdot 550 \cdot 175}{365} \cdot \frac{0,171 - 0,382 (1 - 0,5 \cdot 0,382)}{1 - 0,2} < 0.$$

Принимаем симметричную арматуру из условия минимального процента армирования: $A_s = A'_s = 462 \text{ мм}^2$ (по 3 \varnothing 14 А III на каждой грани).

$$14. \mu = A_s / b h_0 = 2 \cdot 462 / 550 \cdot 175 = 0,009 > \mu_{\min} = 0,005.$$

Армирование сечения стержня 2—7 приведено на рис. 2.22,б.

Стержень 3—6. Сечение стержня переменное по длине: от $550 \times 271 \text{ мм}$ в узле до $550 \times 300 (h) \text{ мм}$ в середине панели (см. рис. 2.22,в).

$$\text{Усилия } N_{3-6} = 796,65 \text{ кН}; M_{3-6} = 37,53 \text{ кН} \cdot \text{м}; M_{3-6;l} = 22,35 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Случайный эксцентриситет:

$$e_a = h/30 = 300/30 = 10 \text{ мм}, \text{ или } e_a = l_0/600 = 2610/600 = 4,3 \text{ мм}.$$

Для вычисления коэффициента η воспользуемся блок-схемой 18 прил. 4.

$$1. e_0 = M/N = 37,53/786,65 = 0,047 \text{ м} = 47 \text{ мм}.$$

$$2. M_1 = M + 0,5N(h_0 - a') = 37,53 + 0,5 \cdot 796,65 (0,265 - 0,035) = 129,14 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$3. M_{1l} = M_l + 0,5N_l(h_0 - a') = 22,35 + 0,5 \cdot 501,24 (0,265 - 0,035) = 80 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$4, 5, 7. l_c/h = 2610/300 = 12 > 10.$$

Моменты M и M_l одного знака.

$$9. \varphi_1 = 1 + \beta \frac{M_{1l}}{M_1} = 1 + 1 \frac{80}{129,14} = 1,62, \text{ где } \beta = 1 \text{ (см. табл. 30 [10]).}$$

$$10. \varphi_l = 1,62 < 1 + \beta = 2.$$

$$13. \delta_{e, \min} = 0,5 - 0,01 l_0/h - 0,01 R_b = 0,5 - 0,01 \cdot 610/300 - 0,01 \times \times 17,55 = 0,24.$$

$$14, 15. e_0 = M/N + e_a = e_0 + e_a = 47 + 10 = 57 \text{ мм}.$$

$$16, 17. e_0/h = 57/300 = 0,19 < \delta_{e, \min}. \text{ Тогда } e_e = e_{e, \min} = 0,24.$$

$$18. \alpha = E_s/E_b = 5,6 \text{ (см. расчет стержня 2—7)}.$$

19, 20. Так как верхний пояс армируется ненапрягаемой арматурой, то $\varphi_n = 1$.

Момент инерции арматуры в расчетном сечении

$$I_s = 2 \cdot 3 \cdot 153,9 \cdot 105^2 = 1018 \cdot 10^4 \text{ мм}^4,$$

где $3 \cdot 153,9$ — площадь арматуры $A_s = A'_s$ (3 \varnothing 14 А III). Момент инерции сечения бетона $I = 106659,55 \cdot 10^4 \text{ мм}^4$ (см. табл. 2.10).

21, 22. Критическая сила

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{\Phi_I} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e/\varphi_p} + 0,1 \right) + \alpha_s I_s \right] =$$

$$= \frac{6,4 \cdot 34,5 \cdot 10^3}{2610^2} \left[\frac{106659,55 \cdot 10^4}{1,63} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,24/1} + 0,1 \right) + 5,6 \cdot 1018 \cdot 10^4 \right] =$$

$$= 6588739,8 \text{ Н} = 6588,7 \text{ кН} > N = 796,65 \text{ кН};$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{796,65}{6588,7}} = 1,137.$$

Дальнейшие расчеты выполнены по блок-схеме 20 прил. 4.

1. $h_0 = h - a = 300 - 35 = 265 \text{ мм.}$
2. Эксцентриситет силы N относительно центра тяжести арматуры A_s
 $e = e_0 \eta + 0,5(h_0 - a') = 47 \cdot 1,137 + 0,5(265 - 35) = 168,4 \text{ мм.}$
3. $\omega = \alpha - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 17,55 = 0,71.$
- 4, 5, 6. Так как $\gamma_{b2} < 1$, то $\sigma_{sc, u} = 500 \text{ МПа.}$
 При этом $\xi_R = 0,56$ (см. расчет стержня 2—7).
7. $\delta = a'/h_0 = 3,5/26,5 = 0,132.$
8. $\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{796,65 \cdot 10^3}{17,55 \cdot 550 \cdot 265} = 0,311.$
9. $\alpha_m = \frac{Ne}{R_b b h_0^2} = \frac{796,65 \cdot 10^3 \cdot 168,4}{17,55 \cdot 550 \cdot 265^2} = 0,195.$
- 10, 11. Так как $\alpha_n = 0,311 < \xi_R = 0,56$, то площадь симметричной арматуры

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \alpha_n(1 - 0,5\alpha_n)}{1 - \delta} =$$

$$= \frac{17,55 \cdot 550 \cdot 256,5}{365} \cdot \frac{0,195 - 0,311(1 - 0,5 \cdot 0,311)}{1 - 0,132} < 0.$$

Принимаем арматуру из конструктивных соображений: 3 \emptyset 14АIII ($A_s = A'_s = 462 \text{ мм}^2$).

Процент армирования

$$\mu = \frac{A_s}{b h_0} \cdot 100 \% = \frac{462}{550 \cdot 265} \cdot 100 \% = 0,32 \% > 0,05 \%.$$

Армирование сечения стержня 3—6 приведено на рис. 2.22,е.

Раскос 6—7. Сечение раскоса 450×160 (h) мм. Усилия в зоне сопряжения раскоса с узлом С равны $N = 310,96 \text{ кН}$ (растяжение); $M_{6-7} = 4,22 \text{ кН} \cdot \text{м};$

$$h_0 = h - a = 160 - 25 = 135 \text{ мм};$$

$$e_0 = M_{6-7}/N_{6-7} = 4,22/310,96 = 0,014 \text{ м} = 14 \text{ мм};$$

$$e = 0,5h - e_0 - a = 0,5 \cdot 160 - 14 - 25 = 41 \text{ мм};$$

$$e' = 0,5h + e_0 - a' = 0,5 \cdot 160 + 14 - 25 = 69 \text{ мм}.$$

Условие $e' = 69 \text{ мм} < h_0 - a' = 135 - 25 = 110 \text{ мм}$ удовлетворяется.

Необходимые сечения арматуры A_s и A'_s :

$$A_s = \frac{Ne'}{R_s(h_0 - a')} = \frac{310,96 \cdot 10^3 \cdot 69}{385(135 - 25)} = 53,4 \text{ мм}^2;$$

$$A'_s = \frac{Ne}{R_s(h_0 - a)} = \frac{310,96 \cdot 10^3 \cdot 41}{385(135 - 25)} = 31,7 \text{ мм}^2.$$

Сечение ненапряженной арматуры раскоса 6—7 назначаем не только из условий прочности, но и из условий ограничения раскрытия трещин. Принимаем $A_s = A'_s = 616 \text{ мм}^2$ (8 \varnothing 14AIII) (рис. 2.22,з).

При конструировании фермы следует обратить внимание на длину анкеровки растянутой арматуры раскосов 6—7 и 5—6, которая должна быть не менее $30d = 30 \cdot 14 = 420 \text{ мм}$. Расчет раскоса по второй группе предельных состояний выполняется по методике, изложенной в п. 2.6.8 настоящего пособия.

2.8.5. Расчет нижнего пояса фермы по второй группе предельных состояний

В нижнем поясе подстропильной фермы допускается кратковременное раскрытие трещин шириной до 0,3 мм и длительное шириной до 0,2 мм при воздействии постоянных и длительных нагрузок. Следовательно, необходима проверка соблюдения неравенств:

$$a_{crc1} \leq 0,3 \text{ мм и } a_{crc2} \leq 0,2 \text{ мм.}$$

Суммарные потери напряжений в арматуре определены по методике, подробно изложенной в п. 2.6.4:

$$\sigma_l = \sigma_{l1} + \sigma_{l2} = 157,33 + 57,34 = 214,67 \text{ МПа.}$$

Усилие обжатия нижнего пояса фермы предварительно напрягаемой арматурой с учетом коэффициента точности натяжения $\gamma_{s,p} = 0,95$

$$P_2 = \gamma_{s,p} A_{s,p} (\sigma_{sp} - \sigma_l) = 0,95 \cdot 453 (900 - 214,67) = 294931,7 \text{ Н} = 294,9 \text{ кН.}$$

Усилие трещинообразования в нижнем поясе при $\dot{A}_s = 0$:

$$N_{cr} = R_{bt, ser} (A + 2\alpha_s A_s) + P_2 = 1,76 (210 \cdot 550 + 2 \times 5,6 \cdot 453) + 294,9 \cdot 10^3 = 507109 \text{ Н} = 507,1 \text{ кН} > N_{1-7} = 481,75 \text{ кН,}$$

то есть трещины не образуются.

2.9. ПОДКРАНОВЫЕ БАЛКИ

Железобетонные подкрановые балки проектируют и изготавливают предварительно напряженными разрезными, стыкуя их на колоннах. Сборные железобетонные подкрановые балки следует применять при шаге колонн 6 и 12 м под мостовые краны общего назначения грузоподъемностью до 20 т. Для шага колонн 6 м подкрановые

балки проектируют таврового сечения высотой 1000 мм, а при шаге колонн 12 м — двутаврового, высотой 1400 мм. Ширину верхней полки балки из условия крепления и рихтовки рельса принимают не менее 500 мм и проверяют расчетом.

Изготавливают подкрановые балки пролетом 6 и 12 м из бетона классов соответственно В25—В35 и В35—В40. Натяжение арматуры осуществляют, как правило, на упоры, реже — на бетон. Напрягаемая арматура балок может быть стержневой классов А-IV, А-V, Ат-IV, Ат-V и проволочной в виде канатов, пучков или отдельных проволок. При большой поперечной силе возможна передача части ее на отогнутую арматуру.

Подкрановые балки эксплуатируются под воздействием многократно повторяющихся нагрузок и поэтому в них не допускается появление начальных трещин. Для повышения трещиностойкости вертикальных сечений в стадии изготовления и монтажа в верхней зоне балок устанавливают предварительно напрягаемую арматуру сечением A'_{sp} в количестве 15—20 % площади поперечного сечения арматуры A_{sp} . Арматуру A'_{sp} учитывают как при окончательном расчете прочности и трещиностойкости нормальных и наклонных сечений от вертикальных нагрузок, так и при расчете прочности и трещиностойкости балки на действие горизонтальной нагрузки от поперечного торможения.

Принимая во внимание возможное снижение прочности нормальных сечений при установке напрягаемой арматуры A'_{sp} , а также из условия обеспечения требований по трещиностойкости сечений, предъявляемым к подкрановым балкам, при расчете их в стадии эксплуатации, площадь поперечного сечения предварительно напрягаемой арматуры A_{sp} , полученную из условия прочности нормальных сечений при предварительном расчете, часто увеличивают на 5—15 %. Хомуты и конструктивную арматуру подкрановых балок выполняют из стержней класса А-III и А-I. Торцы балок из условия расчета на смятие от усилия обжатия дополнительно армируют поперечными сетками.

Расчет подкрановых балок производят на нагрузки: от вертикального давления крана, от веса балки и рельса с креплениями и от горизонтального торможения тележки мостового крана. Вертикальную, горизонтальную нагрузки и другие характеристики кранов принимают по ГОСТ на мостовые краны [2]. Железобетонные подкрановые балки применяют под краны облегченные режимной группы 3К и нормальные режимной группы 5К в соответствии с ГОСТ 25546—82.

По прочности подкрановые балки рассчитывают, как правило, на действие двух кранов, сближенных для совместной работы. Для подкрановых балок под краны нормального типа режимной группы 5К выполняют расчет на выносливость от действия одного крана.

Усилия M и Q в балках от крановой нагрузки определяют по линиям влияния методами строительной механики.

2.10. РАСЧЕТ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ПОДКРАНОВОЙ БАЛКИ ПРОЛОТОМ 12 м

2.10.1. Данные для проектирования

Мостовой электрический кран нормального типа с управлением из кабины грузоподъемностью $Q = 20/5$ т пролетом 16,5 м. Группа режима работы крана — 5К.

База крана $A = 4400$ мм, ширина крана $B = 5600$ мм. Максимальная нагрузка на колесо крана с учетом коэффициента надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$ $F_{max} = 170 \cdot 0,95 = 161,5$ кН. Масса тележки $m = 6,3$ т (ГОСТ 25711—83, табл. 2. [2]).

Горизонтальная поперечная тормозная нагрузка на одно колесо крана с гибким подвесом груза с учетом $\gamma_n = 0,95$

$$F_{h, max} = \gamma_n \frac{0,05(Q + m)}{n} g = 0,95 \frac{0,05(20 + 6,3)}{2} \cdot 9,81 = 6,13 \text{ кН,}$$

где n — число колес на одной стороне крана.

Бетон класса В40. При учете крановой нагрузки $\gamma_{b2} = 1,1$ (110 табл. 15 п. 2.6) ($R_t = 22 \cdot 1,1 = 24,2$ МПа; $R_{bt} = 14 \cdot 1,1 = 1,54$ МПа; $R_{b,ser} = 29$ МПа; $R_{bt,ser} = 2,1$ МПа; $E = 3,25 \times 10^4$ МПа (табл. 1 прил. 1)).

Предварительно напрягаемая арматура из высокопрочной арматурной проволоки периодического профиля (ГОСТ 7348—81) диаметром 5 мм ($R_s = 1045$ МПа; $R_{s,ser} = 1255$ МПа; $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа (табл. 3 прил. 1)).

Ненапрягаемая арматура из горячекатанной стали периодического профиля класса А-III по ГОСТ 5781—82 (при диаметре до 8 мм; $R_s = 355$ МПа; $R_{sw} = 285$ МПа; $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа; при диаметре более 8 мм: $R_s = 365$ МПа; $R_{sw} = 290$ МПа; $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа (табл. 2 прил. 1)).

Размеры подкрановой балки даны на рис. 2.23.

Балку бетонируют в металлической форме с натяжением арматуры механическим способом на упоры короткого стенда. Прочность бетона к моменту отпуска натяжения арматуры не должна быть менее $R_{bp} = 0,9B = 0,9 \cdot 40 = 36$ МПа.

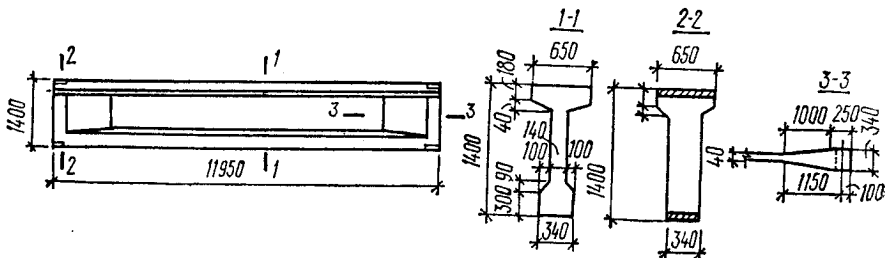


Рис. 2.23. Опалубочный чертеж подкрановой балки

2.10.2. Расчетный пролет и нагрузки

При ширине сечения колонн 50 см и ширине опорной закладной детали балки 20 см определяем расчетный пролет

$$l_0 = 11,95 - 2 \cdot 0,20/2 = 11,75 \text{ м.}$$

Нагрузка от массы подкрановой балки при $\gamma_f = 1$ и $\gamma_n = 0,95$

$$g_1 = (0,65 \cdot 0,2 + 0,34 \cdot 0,345 + 0,855 \cdot 0,14) \cdot 1 \cdot 0,95 \cdot 2,5 \times \\ \times 9,81 = 8,55 \text{ кН/м.}$$

Нагрузка от массы кранового пути при $\gamma_f = 1$

$$g_2 = 0,2 \cdot 9,81 \cdot 0,95 = 1,86 \text{ кН/м.}$$

Равномерно распределенная нагрузка от массы балки и кранового пути:

$$\text{при } \gamma_f = 1 \quad g = 8,55 + 1,86 = 10,41 \text{ кН/м;}$$

$$\text{при } \gamma_f > 1 \quad g = 10,41 \cdot 1,1 = 11,45 \text{ кН/м.}$$

Монтажная нагрузка от массы подкрановой балки при коэффициенте динамичности $k = 1,4$ (п. 1.13 [9])

$$g = 8,55 \cdot 1,4 = 11,97 \text{ кН/м.}$$

Нагрузка от вертикального давления колеса крана:

$$\text{при } \gamma_f = 1 \quad F_v = F_{max} = 161,5 \text{ кН;}$$

$$\text{при } \gamma_f > 1 \quad F_v = \gamma_f F_{max} = 1,1 \cdot 161,5 = 177,7 \text{ кН.}$$

В соответствии с указаниями [9] коэффициент надежности по крановой нагрузке принят $\gamma_f = 1,1$, а коэффициент динамичности $k = 1$.

Горизонтальные поперечные нагрузки от торможения:

$$\text{при } \gamma_f = 1 \quad F_h = F_{h, max} = 6,13 \text{ кН;}$$

$$\text{при } \gamma_f > 1 \quad F_h = \gamma_f F_{h, max} = 1,1 \cdot 6,13 = 6,74 \text{ кН.}$$

2.10.3. Усилия в сечениях балки от действующих нагрузок

Сборные железобетонные подкрановые балки рассчитывают как свободно опертые разрезные. Расчетная схема подкрановой балки при загрузении двумя кранами показана на рис. 2.24.

Расстояние между осями соседних колес двух сближенных кранов $b = B - A = 5600 - 4400 = 1200$ мм.

Усилия M и Q от крановой нагрузки при двух кранах принимают с коэффициентом сочетаний $n = 0,85$ (п. 4.15 [9]).

Ординаты огибающих эпюр изгибающих моментов от вертикальных нагрузок определяем при $\gamma_f > 1$ по формуле

$$M = k_g g l_0^2 + n k_F k_1 F_v l_0.$$

Значение коэффициентов k_g и k_F определяем по прил. 5 для сечений балки через $0,1l_0$, а k_1 по табл. 10 прил. 5 в зависимости от α и β .

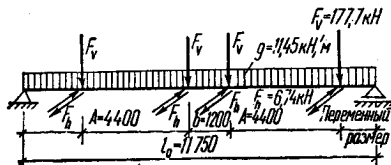


Рис. 2.24. Расчетная схема подкрановой балки при расчете на два сближенных крана

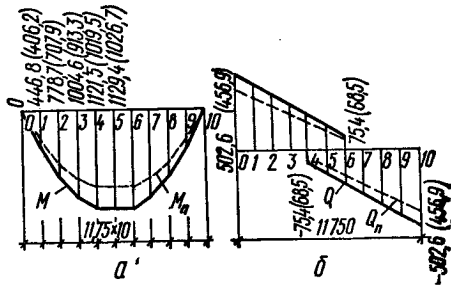


Рис. 2.25. Огибающие эпюры в подкрановой балке от расчетных и нормативных нагрузок (в скобках — усилия при $\gamma_f = 1$):
 а — изгибающих моментов; б — поперечных сил

При $\alpha = A/l_0 = 4,40/11,75 = 0,375$ и $\beta = b/l_0 = 1,2/11,75 = 0,102$ коэффициент $k_1 = 0,525$ (по интерполяции).

В сечении 1: $k_g = 0,045$; $k_F = 0,4$; $k_1 = 0,525$;

$$M_1 = 0,045 \cdot 11,45 \cdot 11,75^2 + 0,85 \cdot 0,4 \cdot 0,525 \cdot 177,7 \cdot 11,75 = 74,1 + 372,7 = 446,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

В сечении 2: $k_g = 0,08$; $k_F = 0,7$;

$$M_2 = 0,080 \cdot 11,45 \cdot 11,75^2 + 0,85 \cdot 0,7 \cdot 0,525 \cdot 177,7 \cdot 11,75 = 126,5 + 652,2 = 778,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

И так далее.

Аналогично определяем ординаты огибающей эпюры моментов от действия нагрузок при $\gamma_f = 1$.

На рис. 2.25 показана огибающая эпюра моментов в подкрановой балке от действия нагрузок при $\gamma_f > 1$ и $\gamma_f = 1$.

Ординаты огибающих эпюр поперечных сил от вертикальных нагрузок определяем по формулам:
 в сечении 0 по оси опоры

$$Q_0 = 0,5gl_0 + k_0F_{\sigma};$$

в сечении б на расстоянии $0,6l_0$ от оси опоры

$$Q_b = -0,1gl_0 + k_bF_{\sigma}.$$

Коэффициенты k_0 и k_b приведены в табл. 10 прил. 5 в зависимости от α и β . При $\alpha = 0,375$ и $\beta = 0,102$ $k_0 = 2,45$; $k_b = 0,5$.

Между точками 0 и б значение Q меняется по линейному закону.

Огибающие эпюры поперечных сил в подкрановой балке от действия внешних нагрузок и при $\gamma_f > 1$ и $\gamma_f = 1$ приведены на рис. 2.25.

Максимальные усилия в сечениях балки, согласно огибающим эпюрам:

$$\begin{array}{ll} \text{при } \gamma_f > 1 & M = 1129,4 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad Q = 502,6 \text{ кН}; \\ \text{при } \gamma_f = 1 & M = 1026,7 \text{ кН} \cdot \text{м}, \quad Q = 456,9 \text{ кН}. \end{array}$$

Суммарные изгибающие моменты и поперечные силы в сечении на расстоянии 1,15 м от оси опоры в месте начала уширения стенки (по линейной интерполяции):

$$\begin{aligned} \text{при } \gamma_f > 1 & \quad M_{1,15} = 437,3 \text{ кН} \cdot \text{м}, & Q_{1,15} = 432,9 \text{ кН}; \\ \text{при } \gamma_f = 1 & \quad M_{1,15} = 397,6 \text{ кН} \cdot \text{м}, & Q_{1,15} = 393,5 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Максимальный расчетный изгибающий момент от горизонтального поперечного торможения в середине пролета балки

$$M_n = nk_F k_1 F_h l_0 = 0,85 \cdot 1 \cdot 0,525 \cdot 6,74 \cdot 11,75 = 35,3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

При расчете на монтажные нагрузки опоры (строповочные петли) расположены на расстоянии $0,2l_0$ от торцов балки. Тогда наибольший отрицательный момент от веса балки, совпадающий по знаку с моментом от предварительного обжатия, при $\gamma_f = 1$ и коэффициенте динамичности $k = 1,4$

$$M = g (0,2l_0)^2 / 2 = 11,97 (0,2 \cdot 11,75)^2 / 2 = 33,1 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

2.10.4. Предварительный расчет прочности нормальных сечений

При армировании изгибаемых элементов напрягаемой арматурой A_{sp} и A'_s расчет их на прочность выполняют в два этапа: предварительный без учета ненапрягаемой A_s , A' и напрягаемой A'_{sp} арматуры и окончательный с учетом всей арматуры.

Определяем ширину полки b'_f , вводимую в расчет для тавровых балок с консольными свесами полок. Согласно (п. 3.16, [10]), при

$$\begin{aligned} h'_f / h &= 180 / 1400 = 0,129 > 0,1 \\ b'_f &= b + 12h'_f = 140 + 12 \cdot 180 = 2300 \text{ мм} > 650 \text{ мм}. \end{aligned}$$

Принимаем $b'_f = 650$ мм. Расчет выполняем по блок-схеме 9 прил. 4.

1. Определяем рабочую высоту сечения балки в предположении, что центр тяжести арматуры A_{sp} и A_s расположен на расстоянии $a = 150$ мм от низа балки

$$h_0 = h - a = 1400 - 150 = 1250 \text{ мм}.$$

Рабочая высота сечения будет уточнена при окончательном расчете прочности балки.

2. Характеристика сжатой зоны бетона

$$\omega = \alpha - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 24,2 = 0,656,$$

где для тяжелого бетона $\alpha = 0,85$.

11. Так как армирование подкрановой балки принято высокопрочной проволокой Вр-II, независимо от способа натяжения арматуры $\Delta\sigma_{sp} = 0$.

12. В предварительном расчете принимаем $\gamma_{sp}\sigma_{sp2} = 0,6R_s = 0,6 \times 1045 = 627 \text{ МПа}$ (табл. 25 [7]).

13. Напряжение в арматуре A_{sp}

$$\sigma_{sR} = R_s + 400 - \gamma_{sp} \sigma_{sp2} - \Delta \sigma_{sp} = 1045 + 400 - 627 = 818 \text{ МПа.}$$

14, 15. При $\gamma_{b2} = 1,1$ $\sigma_{sc, u} = 400$ МПа.

16. Граничная относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc, u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,656}{1 + \frac{818}{400} \left(1 - \frac{0,656}{1,1}\right)} = 0,359.$$

17. Определяем положение нейтральной оси. Для этого проверяем условие

$$R_b b_j h'_f (h_0 - 0,5h'_f) = 24,2 \cdot 650 \cdot 180 (1250 - 0,5 \cdot 180) = \\ = 32844 \cdot 10^5 \text{ Н} \approx 3284,4 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 1129,4 \text{ кН},$$

то есть нейтральная ось проходит в пределах полки. Следовательно, дальнейший расчет прочности следует выполнять как для балки прямоугольного сечения шириной $b = b'_j = 650$ мм по блок-схеме 6 прил. 4, начиная с п. 7.

$$7, 8. \alpha_m = \frac{M}{R_b b'_j h_0^2} = \frac{1129,4 \cdot 10^6}{24,2 \cdot 650 \cdot 1250^2} = 0,046.$$

9, 13. По табл. 4 прил. 2 при $\alpha_m = 0,046$, $\zeta = 0,976$, $\xi = 0,047$.

10. Так как $\xi < \xi_R$ сжатая арматура A'_s по расчету не требуется. Согласно п.3.15 [10], коэффициент γ_{s6} для конструкций, рассчитываемых на действие многократно повторяющихся нагрузок, принимаем равным 1.

14. Площадь сечения предварительно напрягаемой арматуры

$$A_{sp} = \frac{M}{\zeta h_0 R_s} = \frac{1129,4 \cdot 10^6}{0,976 \cdot 1250 \cdot 1045} = 885,9 \text{ мм}^2.$$

Для обеспечения трещиностойкости зоны, растянутой от предварительного напряжения в стадии изготовления и монтажа, предусматриваем арматуру A'_{sp} в количестве 20 % от площади арматуры A_{sp} . Учитывая возможное снижение прочности нормальных сечений при наличии напрягаемой арматуры A'_{sp} , а также из условия обеспечения требований по трещиностойкости, увеличиваем расчетную площадь напрягаемой арматуры A_{sp} на 10 %.

Тогда

$$A_{sp} = 885,9 \cdot 1,1 = 975 \text{ мм}^2; A'_{sp} = 0,2 \cdot 975 = 195 \text{ мм}^2.$$

Окончательно принимаем (табл. 5 прил. 2) :

в нижней зоне 50 \varnothing 5 Вр II ($A_{sp} = 980 \text{ мм}^2$);

в верхней зоне 10 \varnothing 5 Вр II ($A'_{sp} = 196 \text{ мм}^2$).

Задаемся конструктивной арматурой (табл. 5 прил. 2):

в нижней зоне 4 \cdot 10АIII $A_s = 314 \text{ мм}^2$;

в верхней зоне 2 \cdot 10АIII $A'_s = 157 \text{ мм}^2$.

2.10.5. Геометрические характеристики сечений балки

Геометрические характеристики определяем по блок-схеме 22 прил. 4.

Сечение в середине пролета балки (рис. 2.26).

1. Площадь сечения бетона $A = 650 \cdot 180 + 340 \cdot 300 + 920 \times 140 + 2 \cdot 100 \cdot 90/2 + 2 \cdot 40 \cdot 255/2 = 367 \cdot 10^3 \text{ мм}^2$.

2. Площадь сечения всей продольной арматуры

$$\Sigma A_{sp} = A_{sp} + A'_{sp} + A_s + A'_s = 980 + 196 + 314 + 157 = 1647 \text{ мм}^2.$$

3, 4. В соответствии с п. 1.28 [7], при $0,008A = 0,008 \cdot 367 \times 10^3 = 2880 \text{ мм}^2 > \Sigma A_s = 1647 \text{ мм}^2$ геометрические характеристики определяем без учета продольной арматуры.

5'. Следовательно, площадь приведенного сечения

$$A_{red} = A = 367 \cdot 10^3 \text{ мм}^2.$$

6'. Статический момент приведенного сечения относительно оси 1—1

$$S_{red} = 650 \cdot 180 \cdot 1310 + 300 \cdot 340 \cdot 150 + 920 \cdot 140 \cdot 760 + 0,5 \cdot 100 \cdot 90 \cdot 2 \cdot 330 + 40 \cdot 255 \cdot 0,5 \cdot 2 \cdot 1207 = 2817 \times 10^5 \text{ мм}^3.$$

7'. Расстояние от крайнего растянутого волокна (ось 1—1) до оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения,

$$y_0 = S_{red} / A_{red} = 2817 \cdot 10^5 / 367 \cdot 10^3 = 768 \text{ мм}.$$

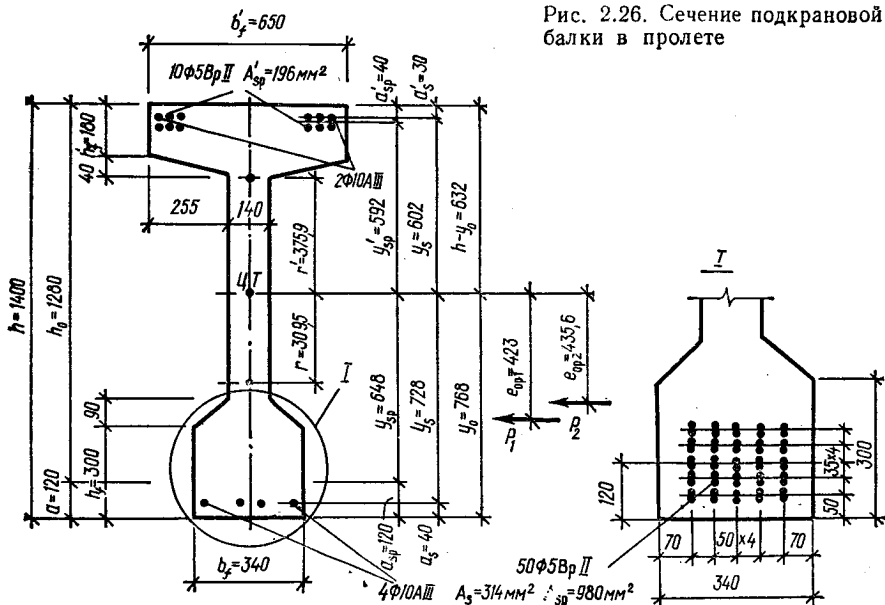


Рис. 2.26. Сечение подкрановой балки в пролете

8'. Момент инерции приведенного сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести,

$$I_{red} = \frac{650 \cdot 180^3}{12} + 650 \cdot 180 (632 - 90)^2 + \frac{340 \cdot 300^3}{12} + 340 \cdot 300 \times (768 - 150)^2 + \frac{140 \cdot 920^3}{12} + 140 \cdot 920 (768 - 760)^2 + \frac{2 \cdot 100 \cdot 90^3}{36} + \frac{2 \cdot 10 \cdot 90}{2} (768 - 330)^2 + \frac{2 \cdot 255 \cdot 40^3}{36} + \frac{2 \cdot 255 \cdot 40}{2} (632 - 193)^2 = 87198 \cdot 10^6 \text{ мм}^4.$$

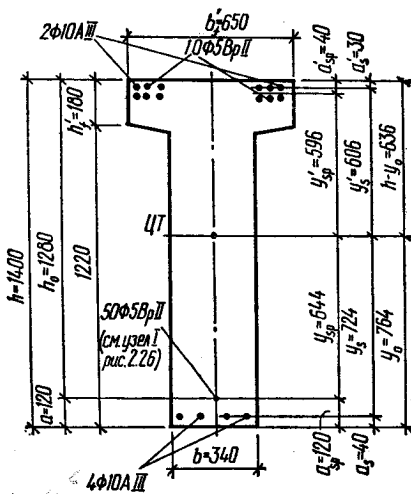


Рис. 2.27. Сечение подкрановой балки на опоре

9. Моменты сопротивления приведенного сечения относительно нижней грани

$$W_{red} = I_{red}/y_0 = 87198 \cdot 10^6 / 768 = 1136 \cdot 10^5 \text{ мм}^3.$$

11. То же относительно верхней грани

$$W'_{red} = I_{red}/(h_0 - y_0) = 87198 \cdot 10^6 / (1400 - 768) = 1380 \cdot 10^5 \text{ мм}^3.$$

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней ядровой точки

$$r' = W_{red}/A_{red} = 1136 \cdot 10^5 / 367 \cdot 10^3 = 309,5 \text{ мм}.$$

Сечение у грани опоры балки (рис. 2.27). 1—5. Площадь приведенного сечения

$$A_{red} = A = 340 \cdot 1220 + 650 \cdot 180 = 5318 \cdot 10^2 \text{ мм}^2.$$

6. Статический момент приведенного сечения относительно оси 1—1

$$S_{red} = 650 \cdot 180 \cdot 1310 + 340 \cdot 1220 \cdot 610 = 4063 \cdot 10^5 \text{ мм}^3.$$

7. Расстояние от крайнего растянутого волокна (ось 1—1) до центра тяжести приведенного сечения

$$y_0 = S_{red}/A_{red} = 4063 \cdot 10^5 / 5318 \cdot 10^2 = 764 \text{ мм}.$$

8. Момент инерции приведенного сечения относительно оси, проходящей через его центр тяжести

$$J_{red} = 650 \cdot 180^3/12 + 650 \cdot 180 (636 - 90)^2 + 340 \cdot 1220^3/12 + 340 \cdot 1220 (764 - 610)^2 = 9648 \cdot 10^7 \text{ мм}^4.$$

2.10.6. Определение предварительного напряжения арматуры и его потерь

Начальное предварительное напряжение σ_{sp} и σ'_{sp} арматуры A_{sp} и A'_{sp} принимаем наибольшим в соответствии с (п. 1.23 [10]):

$$\sigma_{sp} = \sigma'_{sp} = R_{s, ser} - \Delta p,$$

где $\Delta p = 0,05 \sigma_{sp}$ — при механическом способе натяжения арматуры.

Тогда $\sigma_{sp} = \sigma'_{sp} = R_{s, ser}/1,05 = 1255/1,05 = 1195$ МПа.

Потери предварительного напряжения в арматуре определяем по блок-схеме 1 прил. 4.

Первые потери σ_{11} (до обжатия бетона). 1. От релаксации напряжений в арматуре

$$\sigma_1 = \sigma'_1 = (0,22 \sigma_{sp}/R_{s, ser} - 0,1) \sigma_{sp} = (0,22 \cdot 1195/1255 - 0,1) 1195 = 130,8 \text{ МПа.}$$

4, 5. От разности температур натянутой арматуры и упоров стенда при классе бетона В40

$$\sigma_2 = \sigma'_2 = 12,5 \Delta t = 1,25 \cdot 65 = 81,3 \text{ МПа;}$$

где $\Delta t = 65^\circ\text{C}$ (табл. 5, п. 2 [10]).

6. От деформаций анкеров при натяжении арматуры на упоры стенда и инвентарных зажимах

$$\sigma_3 = \sigma'_3 = \frac{1,25 + 0,15d}{l} E_s = \frac{1,25 + 0,15 \cdot 5}{12500} \cdot 2 \cdot 10^5 = 32 \text{ МПа,}$$

где $l = 12500$ мм — расстояние между упорами стенда; d — диаметр проволоки в мм.

8. При прямолинейной напрягаемой арматуре $\sigma_4 = \sigma'_4 = 0$.

11. Потери от деформации формы не учитываем, так как натяжение арматуры производится на упоры стенда $\sigma_5 = \sigma'_5 = 0$.

Для определения потерь от быстроснатекающей ползучести σ_6 и σ'_6 вычисляем усилие предварительного обжатия P_1 с учетом уже вычисленных потерь $\sigma_1 - \sigma_5$ при коэффициенте точности натяжения арматуры $\gamma_{sp} = 1$:

$$P_1 = \sigma_{sp1} A_{sp} + \sigma'_{sp1} A'_{sp} = 950,9 \cdot 980 + 950,9 \times 196 = \\ = 1118 \cdot 10^3 \text{ Н} = 1118 \text{ кН,}$$

где

$$\sigma_{sp1} = \sigma'_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3 = 1195 - 130,8 - 81,3 - \\ - 32 = 950,9 \text{ МПа.}$$

16. Эксцентриситет приложения усилия P_1 относительно центра тяжести приведенного сечения согласно рис. 2.26

$$e_{op} = \frac{\sigma_{sp1} A_{sp} y_{sp} - \sigma'_{sp1} A'_{sp} y'_{sp}}{P_1} = \frac{950,9 \cdot 980 \cdot 648 - 950,9 \cdot 196 \cdot 592}{1118 \cdot 10^3} = 441,3 \text{ мм.}$$

При вычислении σ_{bp} для определения потерь от ползучести напряжениями от веса подкрановой балки пренебрегаем, так как по сравне-

нию с напряжениями от усилия предварительного обжатия они незначительны.

17. Напряжение в бетоне на уровне центра тяжести арматуры A_{sp}

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op}}{I_{red}} y_{sp} = \frac{1118 \cdot 10^3}{367 \cdot 10^3} + \frac{1118 \cdot 10^3 \cdot 441,3}{87198 \cdot 10^6} \cdot 648 = 6,7 \text{ МПа.}$$

18. Напряжение в бетоне на уровне центра тяжести арматуры A'_{sp}

$$\sigma'_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} - \frac{P_1 e_{op}}{I_{red}} y'_{sp} = \frac{1118 \cdot 10^3}{367 \cdot 10^3} - \frac{1118 \cdot 10^3 \cdot 441,3}{87198 \cdot 10^6} \cdot 592 = -0,3 \text{ МПа (растяжение).}$$

19, 20. $\alpha = 0,25 + 0,025 R_{bp} = 0,25 + 0,025 \cdot 36 = 1,15 > 0,8$.

Принимаем $\alpha = 0,8$.

21. Для бетонов, подвергнутых тепловой обработке при атмосферном давлении (табл. 5, п. 6 б [10]), при $\sigma_{bp}/R_{bp} = 6,71/36 = 0,186 < \alpha = 0,8$

$$\sigma_8 = 34 \sigma_{bp}/R_{bp} = 34 \cdot 0,186 = 6,3 \text{ МПа;}$$

$\sigma'_6 = 0$, так как $\sigma_{bp}^* < 0$.

26. Первые потери с учетом потерь σ_8

$$\sigma_{i1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_8 = 130,8 + 81,3 + 32 + 6,3 = 250,4 \text{ МПа;}$$

$$\sigma'_{i1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 = 130,8 + 81,3 + 32 = 244,1 \text{ МПа.}$$

Вторые потери σ_{i2} (после обжатия бетона). От усадки тяжелого бетона класса В40, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении, $\sigma_8 = \sigma'_8 = 40$ МПа.

От ползучести бетона. Напряжение в бетоне на уровне центра тяжести арматуры A_{sp} и A'_{sp} уточняем с учетом потерь от быстро-натекающей ползучести.

27. Напряжения в напрягаемой арматуре с учетом первых потерь:

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{i1} = 1195 - 250,4 = 944,6 \text{ МПа;}$$

$$\sigma'_{sp1} = \sigma'_{sp} - \sigma'_{i1} = 1195 - 244,1 = 950,9 \text{ МПа.}$$

28. Напряжения в ненапрягаемой арматуре:

$$\sigma_s = \sigma_8 = 6,3 \text{ МПа; } \sigma'_s = 0.$$

29. Усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь при $\gamma_{sp} = 1$

$$P_1 = \sigma_{sp1} A_{sp} + \sigma'_{sp1} A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s = 944,6 \cdot 980 + 950,9 \cdot 196 - 6,3 \cdot 314 = 1110106 \text{ Н} \approx 1110 \text{ кН.}$$

30. Эксцентриситет приложения усилия P_1

$$e_{op1} = \frac{\sigma_{sp1} A_{sp} y_{sp} + \sigma'_s A'_s y'_s - \sigma'_{sp1} A'_{sp} y'_{sp} - \sigma_s A_s y_s}{P_1} = \frac{944,6 \cdot 980 \cdot 648 - 950,9 \cdot 196 \cdot 592 - 6,3 \cdot 314 \cdot 728}{1110 \cdot 10^3} = 442,3 \text{ мм.}$$

31. Напряжения в бетоне на уровне центра тяжести арматуры A_{sp} при $y = y_{sp} = 648$ мм

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op}}{I_{red}} y_{sp} = \frac{1110 \cdot 10^3}{367 \cdot 10^3} + \frac{1110 \cdot 10^3 \cdot 442,3}{87198 \cdot 10^6} \cdot 648 = 6,67 \text{ МПа};$$

то же, арматуры A'_{sp} при $y = y'_{sp} = 592$ мм

$$\sigma'_{bp} = \frac{1110 \cdot 10^3}{367 \cdot 10^3} - \frac{1110 \cdot 10^3 \cdot 442,3}{87198 \cdot 10^6} \cdot 592 = -0,31 \text{ МПа} < 0 \text{ (растяжение).}$$

32, 33. При $\sigma_{bp}/R_{bp} = 6,67/36 = 0,185 < 0,75$ потери от ползучести бетона:

$$\sigma_9 = 128\sigma_{bp}/R_{bp} = 128 \cdot 0,185 = 23,7 \text{ МПа};$$

при $\sigma'_{bp} \leq 0$ $\sigma'_9 = 0$.

35. Вторые потери напряжений:

$$\sigma_{i2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 40 + 23,7 = 63,7 \text{ МПа};$$

$$\sigma'_{i2} = \sigma'_8 = 40 \text{ МПа.}$$

36, 37. Суммарные потери напряжений:
в арматуре A_{sp}

$$\sigma_i = \sigma_{i1} + \sigma_{i2} = 250,4 + 63,7 = 314,1 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа};$$

в арматуре A'_{sp}

$$\sigma'_i = \sigma'_{i1} + \sigma'_{i2} = 244,1 + 40 = 284,1 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа.}$$

2.10.7. Окончательный расчет прочности нормальных сечений / по изгибающему моменту от вертикальных нагрузок

По данным предварительного расчета прочности $x < h_f$, поэтому проверку прочности нормальных сечений при принятом армировании выполняем по блок-схеме 7 прил. 4 как для прямоугольного профиля, принимая $b = b'_f = 650$ мм.

1. Рабочая высота сечения (рис. 2.26)

$$h_0 = h - a = 1400 - 120 = 1280 \text{ мм.}$$

2. $\omega = 0,656$.

3—5. $\Delta\sigma_{sp} = 0$.

6. $\sigma_{sR} = R_s + 400 - \gamma_{sp}\sigma_{sp2} = 1045 + 400 - 0,9 \cdot 880,9 = 652$ МПа,
где $\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_i = 1195 - 314,1 = 880,9$ МПа.

7, 8. При $\gamma_{b2} > 1$ $\sigma_{sc, u} = 400$.

9. Напряжение, с которым вводится в расчет предварительно напрягаемая арматура, расположенная в сжатой зоне балки,

$$\sigma_{sc} = \sigma_{sc, u} - \gamma_{sp}\sigma'_{sp2} = 400 - 1,1 \cdot 910,9 = -602 \text{ МПа},$$

где $\sigma'_{sp2} = \sigma'_{sp} - \sigma_i = 1195 - 284,1 = 910,9$ МПа.

10. Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона

$$\xi = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_s R}{\sigma_{sc, u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,656}{1 + \frac{652}{400} \left(1 - \frac{0,656}{1,1}\right)} = 0,396.$$

11, 12. Ненапрягаемая арматура A_s и A'_s незначительно влияет на несущую способность балки, поэтому ею в расчете пренебрегаем. Тогда относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi = \frac{R_s A_{sp} - \sigma_{sc} A'_{sp}}{R_b b h_0} = \frac{1045 \cdot 980 + 602 \cdot 196}{24,2 \cdot 650 \cdot 1280} = 0,0567 > 0.$$

Так как $x = \xi h_0 = 0,0567 \cdot 1280 = 72,6$ мм $< h'_i = 180$ мм, то нейтральная ось действительно находится в полке.

13. Проверяем неравенство: $\xi = 0,0567 < \xi_R = 0,396$.

14—17. Для конструкций, рассчитываемых на выносливость $\gamma_{se} = 1$. Следовательно, $\xi_1 = \xi$.

18. $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi) = 0,0567(1 - 0,5 \cdot 0,0567) = 0,0551$.

22. Несущая способность сечения по изгибающему моменту

$$\begin{aligned} M_u &= \alpha_m R_b b h_0^2 + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_{sp}) = 0,0551 \cdot 24,2 \cdot 650 \cdot 1280^2 - \\ &\quad - 602 \cdot 196 (1280 - 40) = 127373 \cdot 10^4 \text{ Н} \cdot \text{мм} \approx \\ &\quad \approx 1274 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 1129,4 \text{ кН} \cdot \text{м}, \end{aligned}$$

то есть прочность нормального сечения по изгибающему моменту обеспечена.

2.10.8. Расчет прочности нормальных сечений от горизонтальных нагрузок

Расчет выполняем из условия, что момент от горизонтальных сил поперечного торможения воспринимается верхней полкой подкрановой балки, армированной только предварительно напрягаемой арматурой $A_{sp} = A'_{sp} = 196/2 = 98 \text{ мм}^2$.

Высота сжатой зоны бетона (рис. 2.28)

$$\begin{aligned} x &= \frac{R_s A_{sp} - \sigma_{sp} A'_{sp}}{R_b b} = \\ &= \frac{1045 \cdot 98 + 602 \cdot 98}{24,2 \cdot 180} = 37,1 \text{ мм}, \end{aligned}$$

где $b = h'_i = 180$ мм.

Относительная высота сжатой зоны бетона при $h_0 = 650 - 70 = 580$ мм

$$\xi = x/h_0 = 37,1/580 = 0,064 < \xi_R = 0,396.$$

Следовательно, прочность сжатой зоны бетона обеспечена.

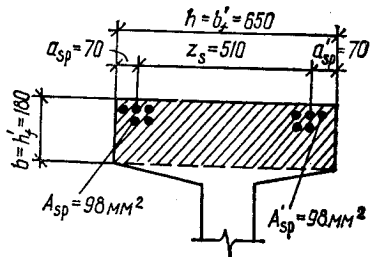


Рис. 2.28. Расчетное сечение подкрановой балки при расчете на действие горизонтальных сил

Прочность сечения проверяем по формуле

$$\begin{aligned} M_u &= R_b b x (h_0 - 0,5x) + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_{sp}) = \\ &= 24,2 \cdot 180 \cdot 37,1 (580 - 0,5 \cdot 37,1) + 602 \cdot 98 (580 - 70) = \\ &= 60647010 \text{ Н} \cdot \text{мм} \approx 60,6 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 35,3 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Прочность сечения достаточна.

2.10.9. Расчет прочности наклонных сечений по поперечной силе

Принимая во внимание, что для подкрановой балки основной является нагрузка в виде подвижных сосредоточенных сил, расчет на прочность наклонных сечений по поперечной силе выполняем по блок-схеме 15 прил. 4, вычислив предварительно все величины, входящие в исходные данные.

Для тяжелого бетона: $\varphi_{b2} = 2$, $\varphi_{b3} = 0,6$, $\varphi_{b4} = 1,5$ (пп. 3.31, 3.32 [10]).

Вычисляем коэффициент φ_f , учитывающий влияние свесов полок:

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b) h'_f}{b h_0} = 0,75 \frac{(650 - 140) \cdot 180}{140 \cdot 1280} = 0,384 < 0,5,$$

где $b'_f = 650 \text{ мм} < b + 3h'_f = 140 + 3 \cdot 180 = 680 \text{ мм}$;

при $b + 3h'_f > b'_f$ в расчет вводится величина $b'_f = b + 3h'_f$.

Вычисляем коэффициент φ_n , учитывающий влияние предварительного напряжения продольной арматуры. Для этого определим усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь P_2 при коэффициенте точности предварительного напряжения арматуры $\gamma_{sp} < 1$:

$$\begin{aligned} P_2 &= \sigma_{sp2} A_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s = 792,8 \cdot 980 + \\ &+ 819,8 \cdot 196 - 70 \cdot 314 - 40 \cdot 157 = 909367 \text{ Н} \approx 909,4 \text{ кН}, \end{aligned}$$

где

$$\sigma_{sp2} = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_l) = 0,9 (1195 - 314,1) = 792,8 \text{ МПа};$$

$$\sigma'_{sp2} = \gamma_{sp} (\sigma'_{sp} - \sigma'_l) = 0,9 (1195 - 284,1) = 819,8 \text{ МПа};$$

$$\sigma_s = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 = 6,3 + 23,7 + 40 = 70 \text{ МПа};$$

$$\sigma'_s = \sigma'_8 = 40 \text{ МПа};$$

$$\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9.$$

Тогда при $N = P_2 = 909,4 \text{ кН}$

$$\varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_{bt} b h_0} = 0,1 \frac{909,4 \cdot 10^3}{1,54 \cdot 140 \cdot 1280} = 0,328 < 0,5.$$

При определении положения расчетных наклонных сечений и действующих усилий рассмотрим несколько возможных схем загрузки балки сосредоточенными силами от двух сближенных кранов.

1-я схема загрузки, $a_1 = h_0 = 1280 \text{ мм}$ (рис. 2.29,а).

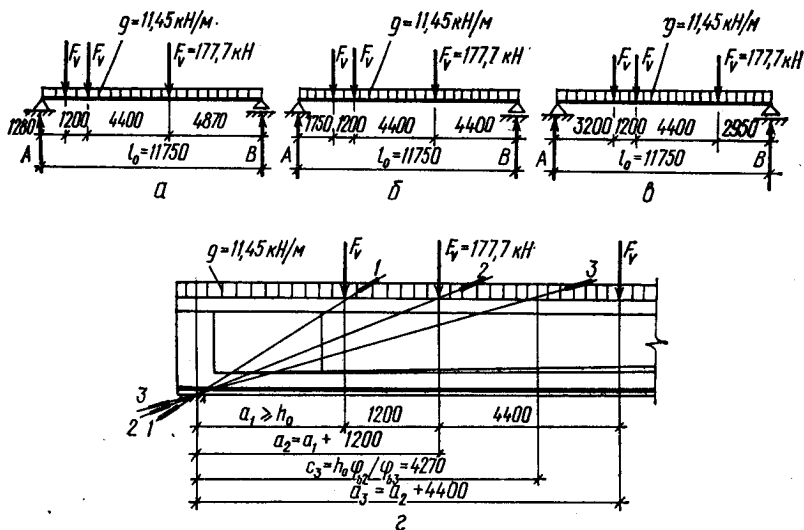


Рис. 2.29. К расчету подкрановой балки на действие поперечных сил: а, б, в — схемы загрузки; з — положение расчетных сечений

1. Опорные реакции балки

$$A = \frac{177,7(10,47 + 9,27 + 4,87)}{11,75} + \frac{11,45 \cdot 11,75}{2} = 439,4 \text{ кН.}$$

$$B = 177,7 \cdot 3 + 11,45 \cdot 11,75 - 439,4 = 228,2 \text{ кН.}$$

2. Поперечные силы в конце наклонных сечений 1—1, 2—2, 3—3 (рис. 2.29,з):

$$Q_1 = Q_A - 0,5gc_1 = 439,4 - 0,5 \cdot 11,45 \cdot 1,28 = 432,1 \text{ кН;}$$

$$Q_2 = 439,4 - 0,5 \cdot 11,45 \cdot 2,48 - 177,7 = 247,5 \text{ кН;}$$

$$Q_3 = 439,4 - 0,5 \cdot 11,45 \cdot 4,27 - 2 \cdot 177,7 = 59,6 \text{ кН,}$$

где $c_3 = h_0 \varphi_{b2} / \varphi_{b3} = 1,28 \cdot 2/6,0 = 4,27$ м; $g = 11,45$ кН/м — равномерно распределенная нагрузка от веса балки и пути. При учете веса рассчитываемой конструкции принимаем $0,5 g$.

Далее расчет введем по блок-схеме 15 прил. 4.

Сечение 1—1. 1, 2. $a_1 = h_0 = 1,28$ м.

2'. Поперечная сила, воспринимаемая сечением 1—1 без учета арматуры,

$$Q_b = \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / a_1 = 1,5 (1 + 0,328) 1,54 \cdot 140 \cdot 1280^2 / 1280 = 549730 \text{ Н} \approx 549,7 \text{ кН.}$$

$$3'. Q_{b1} = 2,5 R_{bt} b h_0 = 2,5 \cdot 1,54 \cdot 140 \cdot 1280 = 689920 \text{ Н} \approx 690 \text{ кН.}$$

4', 5'. Так как $Q_{b1} = 690 \text{ кН} > Q_b = 549,7 \text{ кН}$, проверяем условие

$$Q_1 = 432,1 \text{ кН} < Q_b = 549,7 \text{ кН.}$$

Поперечная арматура в сечении 1—1 по расчету не требуется и должна устанавливаться конструктивно.

Сечение 2—2. 1, 2. $a_2 = 2,48 \text{ м} > h_0 = 1,28 \text{ м}$.

3. Минимальная поперечная сила, воспринимаемая бетоном неармированного элемента,

$$Q_b = \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0 = 0,6 (1 + 0,328) \cdot 1,54 \cdot 140 \cdot 1280 = 219900 \text{ Н} = 219,9 \text{ кН}.$$

4. $Q_2 = 247,5 \text{ кН} > Q_b = 219,9 \text{ кН}$.

5. $c_3 = (\varphi_{b2}/\varphi_{b3}) h_0 = 4,27 \text{ м}$.

6, 7. Так как $a_2 = 2,48 < c_3 = 4,27 \text{ м}$, принимаем $c_1 = a_2 = 2,48 \text{ м}$.

8. Поперечная сила, воспринимаемая сечением без поперечной арматуры,

$$Q_{b2} = \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / c_1 = 1,5 \cdot 1,328 \cdot 1,54 \cdot 140 \cdot 1280^2 / 2480 = 283730 \text{ Н} \approx 283,7 \text{ кН}.$$

9. Так как $Q_2 = 247,5 \text{ кН} < Q_{b2} = 283,7 \text{ кН}$, поперечная арматура по расчету в сечении 2—2 не требуется.

Сечение 3—3. 1, 2. $c_3 = 4,27 \text{ м} > h_0 = 1,28 \text{ м}$.

3. $Q_b = 219,9 \text{ кН}$.

Так как $Q_3 = 59,6 \text{ кН} < Q_b = 219,9 \text{ кН}$, прочность достаточна.

Таким образом, при загрузении балки по 1-й схеме во всех расчетных сечениях поперечная арматура по расчету не нужна.

Рассчитывать наклонные сечения при $a_1 < h_0$ нет необходимости, так как уже в сечении 1—1 при $a_1 = h_0$ $Q_{b1} = 549,7 \text{ кН} > Q_{max} = 502,6 \text{ кН}$ (см. п. 2.10.3).

2-я схема загрузки, $a_1 = 1,75 \text{ м}$ (рис. 2.29,б). Эта схема принята из условия, что поперечная сила в сечении 1—1 от внешних нагрузок несколько больше поперечной силы, воспринимаемой бетоном, то есть $Q_1 > Q_{b1}$.

Записав выражение для поперечной силы в начале наклонного сечения 1—1 в зависимости от переменной величины $x = a_1$ (рис. 2.29,б), приравняем его величине

$$Q_{b1} = \varphi_{b4} R_{bt} (1 + \varphi_n) b h_0^2 / x$$

и, решив относительно x , получим $a_1 = x = 1,67 \text{ м}$. С учетом уменьшения поперечной силы за счет нагрузки g , приложенной в пределах наклонного сечения, принимаем $a_1 = 1,75 \text{ м}$, $a_2 = 1,75 + 1,2 = 2,95 \text{ м}$.

Тогда $A = 418,1 \text{ кН}$, $B = 249,5 \text{ кН}$.

Расчетные поперечные силы в сечениях 1—1 и 2—2 (рис. 2.29,з):

$$Q_1 = 418,1 - 0,5 \cdot 11,45 \cdot 1,75 = 408,1 \text{ кН};$$

$$Q_2 = 418,1 - 177,7 - 0,5 \cdot 11,45 \cdot 2,95 = 223,5 \text{ кН}.$$

Сечение 1—1. 1, 2. $a_1 = 1,75 \text{ м} > h_0 = 1,28 \text{ м}$.

3, 4 $Q_b = \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0 = 219,9 \text{ кН} < Q_1 = 408,1 \text{ кН}$.

5. $c_3 = (\varphi_{b2}/\varphi_{b3}) h_0 = 4,27 \text{ м}$.

6, 7. Так как $a_1 = 1,75 \text{ м} < c = 4,27 \text{ м}$, принимаем $c_1 = a_1 = 1,75 \text{ м}$.

$$8. Q_{b2} = \varphi_{b1} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / c_1 = 1,5 \cdot 1,328 \cdot 1,54 \cdot 140 \times \\ \times 1280^2 / 1750 = 402087 \text{ Н} \approx 402,1 \text{ кН}.$$

9. Так как $Q_1 = 408,1 \text{ кН} > Q_2 = 402,1 \text{ кН}$, то необходим расчет поперечной арматуры.

10—12. Суммарный коэффициент

$$k = 1 + \varphi_f + \varphi_n = 1 + 0,364 + 0,328 = 1,71 > 1,5.$$

В соответствии с (п. 3.31 [10]) принимаем $k = 1,5$.

$$13. M_b = \varphi_{b2} k R_{bt} b h_0^2 = 2 \cdot 1,5 \cdot 1,54 \cdot 140 \cdot 1280^2 = \\ = 106 \cdot 10^7 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

$$14. Q_{b1} = M_b / c_1 = 106 \cdot 10^7 / 1750 = 605600 \text{ Н} = 605,6 \text{ кН}.$$

$$15. \kappa = (Q_1 - Q_{b1}) / Q_{b1} = (408,1 - 605,6) / 605,6 = -0,326.$$

16, 17. Так как $c_1 = 1,75 \text{ м} < 2 \cdot 1,28 = 2,56 \text{ м}$, принимаем $c_0 = c_1 = 1,75 \text{ м}$.

18. Минимальная поперечная сила, воспринимаемая бетоном железобетонного элемента,

$$Q_{b,min} = \varphi_{b3} k R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 1,5 \cdot 1,54 \cdot 140 \cdot 1280 = \\ = 248370 \text{ Н} \approx 248,4 \text{ кН}.$$

$$19. \kappa_0 = \frac{Q_{b,min} c_0}{Q_{b1} 2h_0} = \frac{248,4 \cdot 1,75}{605,6 \cdot 2,56} = 0,28.$$

20. При $\kappa = -0,326 < \kappa_0 = 0,28$.

21. Усилие, передаваемое на хомуты на единицу длины балки

$$q_{swl} = \frac{Q_1 \kappa_0}{c_0 (\kappa_0 + 1)} = \frac{408,1 \cdot 0,28}{1,75 \cdot (0,28 + 1)} = 52 \text{ кН/м}.$$

3-я схема загрузжения, $a_1 = 2,5h_0 = 3,2 \text{ м}$ (рис. 2.29,б). Принята из условия удовлетворения в расчетном сечении 1—1 требования:

$$Q_{b2} = \frac{\varphi_{b4} R_{bt} (1 + \varphi_n) b h_0^2}{c} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0.$$

Отсюда

$$a_1 = c = \frac{\varphi_{b4}}{\varphi_{b3}} h_0 = 2,5h_0 = \frac{1,5}{0,6} \cdot 1,28 = 3,2 \text{ м}.$$

Рассматривать схемы загрузжения при расположении первой силы на расстоянии $c > 2,5h_0 = 3,2 \text{ м}$ нет необходимости, так как в этом случае значение Q_{b2} остается постоянным и равным минимальному, а поперечная сила от внешних нагрузок будет уменьшаться. Следовательно, будет уменьшаться и усилие, передаваемое на поперечную арматуру.

При $a_1 = 3,2 \text{ м}$ $A = 352,3 \text{ кН}$.

Тогда

$$Q_1 = 352,3 - 0,5 \cdot 11,45 \cdot 3,2 = 334 \text{ кН}.$$

При $a_2 = 3,2 + 1,2 = 4,4 \text{ м} > c_3 = 4,27 \text{ м}$ принимаем $c_0 = 4,27 \text{ м}$.

Тогда

$$Q_2 = 352,3 - 177,7 - 0,5 \cdot 11,45 \cdot 4,27 = 149,9 \text{ кН.}$$

Сечение 1—1 (рис. 2.29,з). 1,2. $a_1 = 3,2 > h_0 = 1,28 \text{ м.}$

3, 4. $Q_b = 219,9 \text{ кН} < Q_1 = 334 \text{ кН.}$

5. $c_3 = 4,27 \text{ м.}$

6. При $a_1 = 3,2 < c_3 = 4,27 \text{ м}$ принимаем $c_1 = a_1 = 3,2 \text{ м.}$

7, 8. $Q_{b2} = 1,5 \cdot 1,328 \cdot 1,54 \cdot 140 \cdot 1280^2/3200 = 219,8 \text{ кН} <$

$< Q_1 = 334 \text{ кН.}$

10, 11, 12. $k = 1,5.$

13. $M_b = 106 \cdot 10^7 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$

14. $Q_{b1} = M_b/c_1 = 106 \cdot 10^7/3200 = 331250 \text{ Н} \approx 331,2 \text{ кН.}$

15. $\kappa = (Q_1 - Q_{b1})/Q_{b1} = (334 - 331,2)/331,2 = 0,0085.$

16, 17. Так как $c_1 = 3,2 \text{ м} > 2h_0 = 2,56 \text{ м}$ принимаем $c_0 = 2h_0 =$

$= 2,56 \text{ м.}$

18. $Q_{b,min} = 248,4 \text{ кН.}$

19. $\kappa_0 = \frac{248,4 \cdot 2,56}{331,2 \cdot 2,56} = 0,75.$

20. Так как $\kappa = 0,0085 < \kappa_0 = 0,75.$

21. $q_{swl} = \frac{Q_1 \kappa_0}{c_0 (\kappa_0 + 1)} = \frac{334 \cdot 0,75}{2,56 \cdot 1,75} = 56 \text{ кН/м.}$

Рассчитывать сечение при $c = 4,27 \text{ м}$ нет необходимости, так как

$$Q_2 = 149,9 \text{ кН} < Q_b = 219,9 \text{ кН.}$$

По наибольшему усилию, полученному по расчету сечений при различных схемах загрузки, $q_{sw} = 56 \text{ кН/м}$ определяем шаг поперечных стержней. Расчет выполняем по блок-схеме 12 прил. 4 с п. 16, принимая поперечную арматуру диаметром 10 мм из стали класса А-III ($A_{sw1} = 78,5 \text{ мм}^2$) и $n = 2.$

16. Расстояние между поперечными стержнями (хомутами) по длине элемента

$$s = R_{sw} n A_{sw1}/q_{sw} = 290 \cdot 2 \cdot 78,5/56 = 813 \text{ мм.}$$

17. Максимально допустимое расстояние между хомутами

$$s_{max} = \frac{\varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2}{Q} = \frac{1,5 \cdot 1,328 \cdot 1,54 \cdot 140 \cdot 1280^2}{334 \cdot 10^3} = 2106 \text{ мм.}$$

18, 19'. По конструктивным требованиям при $h = 1400 > 450 \text{ мм}$

$$s \leq h/3 = 1400/3 \approx 470 \text{ мм}; s \leq 500 \text{ мм.}$$

20. Принимаем шаг поперечных стержней 2 \varnothing 10АIII — $s = 400 \text{ мм.}$

Проверку прочности наклонной полосы между наклонными трещинами выполним по блок-схеме 13 прил. 4.

1. $h_0 = 1280 \text{ мм.}$

2. Коэффициент, учитывающий влияние прочности бетона,

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 24,2 = 0,76,$$

где $\beta = 0,01$; $R_b = 24,2 \text{ МПа.}$

3. $A_{sw} = A_{sw1}n = 78,5 \cdot 2 = 157 \text{ мм}^2$.

4. Коэффициент поперечного армирования

$$\mu_w = A_{sw}/bs = 157 / (140 \cdot 400) = 0,0028.$$

5. Число приведения

$$\alpha = E_s/E_b = 2 \cdot 10^5 / 3,25 \cdot 10^4 = 6,2.$$

6—8. Коэффициент, учитывающий влияние поперечного армирования,

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 6,2 \cdot 0,0028 = 1,09 < 1,3.$$

9. Поперечная сила, воспринимаемая бетоном стенки между трещинами,

$$Q_u = 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_bbh_0 = 0,3 \cdot 1,09 \cdot 0,76 \cdot 24,2 \cdot 140 \cdot 1280 = 1077740 \text{ Н} \approx 1078 \text{ кН}.$$

10. Так как $Q_u = 1078 \text{ кН} > Q_{max} = 502,6 \text{ кН}$, прочность бетона стенки на участке между наклонными трещинами достаточна.

2.10.10. Расчет прочности наклонных сечений по изгибающему моменту

Прочность наклонных сечений у грани опоры, а также по длине зоны анкеровки предварительно напряженных элементов, армированных проволокой без анкеров, необходимо проверять по изгибающему моменту (п. 3.35 [10]). При этом сопротивление арматуры, согласно табл. 24, п. 5 [10], снижается умножением на коэффициент условий работы арматуры $\gamma_{ss} < 1$.

1. Длина зоны передачи напряжений арматуры без анкеров

$$l_p = (\omega_p\sigma_{sp}/R_{bp} + \lambda_p) d = (1,4 \cdot 1045/39,6 + 40) \cdot 5 = 385 \text{ мм},$$

где $\omega_p = 1,4$; $\lambda_p = 40$ — при армировании элементов проволокой класса Вр-II диаметром $d_w = 5 \text{ мм}$ (табл. 28 [10]).

Значение σ_{sp} при расчете на прочность, согласно п. 2.29 [10], принимаем равным большему из двух значений σ_{sp1} и R_s . Так как $R_s = 1045 \text{ МПа} > \sigma_{sp1} = 944,6 \text{ МПа}$ (см. п. 2.10.6), в формулу вводим величину R_s . Передаточная прочность принята $R_{bp} = 1,1 \times 36 = 39,6 \text{ МПа}$, где $\gamma_{b8} = 1,1$ (табл. 15, п. 8 [10]).

Начало зоны анкеровки при постепенной передаче усилия обжата принимаем у торца балки. Расчетным является сечение, начинающееся у грани опоры, то есть на расстоянии $l_x = 200 \text{ мм}$ от торца балки (рис. 2.30).

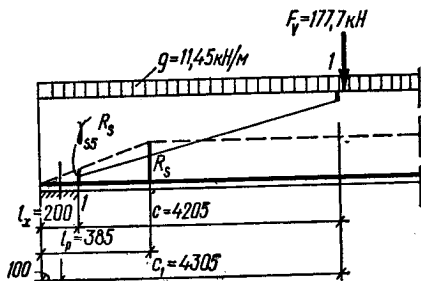


Рис. 2.30. К расчету прочности наклонного сечения подкрановой балки по изгибающему моменту

2. Коэффициент условий работы арматуры

$$\gamma_{sb} = l_x/l_p = 200/385 = 0,52.$$

3. Расчетное сопротивление арматуры в месте ее пересечения наклонным сечением (рис. 2.30)

$$\gamma_{sb}R_s = 0,52 \cdot 1045 = 543,4 \text{ МПа.}$$

4. Принимая в запас прочности, что в пределах наклонного сечения нагрузка в виде сосредоточенных сил отсутствует, определяем длину проекции наиболее невыгодного по изгибаемому моменту наклонного сечения

$$c = \frac{Q}{q_{sw} + g} = \frac{502,6 \cdot 10^3}{113,8 + 5,73} = 4205 \text{ мм,}$$

где $q_{sw} = R_{sw} n A_{sw1}/s = 290 \cdot 2 \cdot 78,5/400 = 113,8 \text{ Н/мм}$;
 g — равномерно распределенная нагрузка (см. п. 2.10.9),

$$g = 0,5 \cdot 11,45 = 5,73 \text{ кН/м (Н/мм).}$$

5. Расчетный изгибающий момент от внешней нагрузки в конце наклонного сечения, то есть на расстоянии $c_1 = 4205 + 200/2 = = 4305 \text{ мм}$ от оси опоры

$$M = k_g g l_0^2 + n k_F k_1 F_v l_0 = 0,1149 \cdot 11,45 \cdot 11,75^2 + 0,85 \cdot 0,966 \times \\ \times 0,525 \cdot 177,7 \cdot 11,75 = 1081,7 \text{ кН} \cdot \text{м,}$$

где $k_1 = 0,525$; $n = 0,85$ (см. п. 2.10.3); $k_g = 0,1149$; $k_F = 0,966$ по интерполяции при $c_1/l_0 = 4,305/11,75 = 0,366$ (прил. 5).

6. Так как нейтральная ось при расчете нормального сечения на прочность проходит в пределах полки (см. п. 2.10.4), приближенно принимаем

$$z = h_0 - h_f/2 = 1280 - 140/2 = 1210 \text{ мм.}$$

7. Тогда предельный изгибающий момент, воспринимаемый наклонным сечением, при $c = 4205 \text{ мм}$

$$M_u = \gamma_{sb} R_s A_{sp} z + q_{sw} c^2/2 = 543,4 \cdot 980 \cdot 1210 + 113,8 \cdot 4205^2/2 = \\ = 16505 \cdot 10^5 \text{ Н} \cdot \text{мм} \approx 1650 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 1081,7 \text{ кН} \cdot \text{м,}$$

то есть прочность наклонного сечения по изгибающему моменту обеспечена. Если условие прочности по моменту не соблюдается, необходимо выполнить более точный расчет с определением усилий при различных загрузениях балки подвижными нагрузками аналогично расчету по поперечной силе (см. п. 2.10.9). Расчет прочности наклонных сечений по изгибающему моменту и поперечной силе от горизонтальных нагрузок не производим, так как соответствующие усилия невелики.

2.10.11. Расчет нормальных сечений по образованию трещин в стадии изготовления

Проверку трещиностойкости зоны балки растянутой в стадии предварительного обжатия выполним по блок-схеме 24 прил. 4. Предварительное обжатие P_1 при $\gamma_{sp} = 1$ вычислено ранее (см. п. 2.10.5).

- | | |
|--------------------------------|---------------------------------|
| 1. $\sigma_{sp1} = 944,6$ МПа. | 2. $\sigma'_{sp1} = 950,9$ МПа. |
| 3. $\sigma_s = 6,3$ МПа. | 4. $\sigma'_s = 0$. |
| 5. $P_1 = 1110 \cdot 10^3$ Н. | 6. $e_{op1} = 442,3$ мм. |

7. Определяем максимальные напряжения в бетоне на уровне крайнего сжатого волокна от усилия P_1 :

$$\sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{ved}} + \frac{P_1 e_{op1}}{I_{red}} y_0 = \frac{1110 \cdot 10^3}{367 \cdot 10^3} + \frac{1110 \cdot 10^3 \cdot 442,3}{87198 \cdot 10^6} \cdot 768 = 7,36 \text{ МПа.}$$

8. Так как

$$\sigma_{bp} = 7,36 \text{ МПа} < k R_{bp} = 0,95 \cdot 36 = 34,2 \text{ МПа,}$$

принятое значение предварительного обжатия допустимо; $k = 0,95$ (табл. 7, п. 1 [10]).

9—11. $\varphi = 1,6 - \sigma_{bp}/R_{bp,ser} = 1,6 - 7,36/28,8 = 1,34 > 1$; принимаем $\varphi = 1$. Здесь $R_{bp,ser}$ по интерполяции для передаточной прочности бетона $R_{bp} = 36$ МПа (табл. 1 прил. 1) с учетом коэффициента условий работы бетона при армировании высокопрочной проволокой

$$\gamma_{bs} = 1,1 \text{ (табл. 15 [10])}; R_{bp,ser} = 26,2 \cdot 1,1 = 28,8 \text{ МПа.}$$

12. Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней ядровой точки

$$r = \varphi W'_{red}/A_{red} = 1 \cdot 1380 \cdot 10^5 / 367 \cdot 10^3 = 375,9 \text{ мм.}$$

13. Момент усилия P_1 относительно оси, проходящей через нижнюю ядровую точку,

$$M_{rp} = P_1 (e_{op1} - r) = 1110 \cdot 10^3 (442,3 - 375,9) = 73704000 \text{ Н} \cdot \text{мм} \approx 73,7 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

14. Момент, воспринимаемый сечением при образовании трещин,

$$M_{crc} = R_{bp,ser} W'_{pl} - M_{rp} = 1,98 \cdot 207 \cdot 10^6 - 73,7 \cdot 10^6 = 33616 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} \approx 336,2 \text{ кН} \cdot \text{м,}$$

где $R_{bp,ser} = 1,98$ МПа — сопротивление бетона растяжению, вычисленное по интерполяции при $R_{bp} = 36$ МПа (табл. 1 прил. 1);

W'_{pl} — упругопластический момент сопротивления приведенного сечения относительно его верхней грани, определяемый с учетом неупругих деформаций растянутого бетона,

$$W'_{pl} = \gamma W'_{red} = 1,5 \cdot 1380 \cdot 10^5 = 207 \cdot 10^6 \text{ мм}^3;$$

при $b_f/b = 340/140 = 2,43$ и $b'_f/b = 650/140 = 4,6$ для двутаврового несимметричного сечения по табл. 9 прил. 3 значение коэффициента $\gamma = 1,5$.

15. Момент внешних сил относительно оси, проходящей через ядровую точку, равен изгибающему моменту от веса балки с учетом коэффициента динамичности $k = 1,4$, совпадающему по знаку с моментом от предварительного обжатия сечения, $M_r = M_g = 33,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (см. п. 4.10.3).

Так как

$$M_r = 33,1 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{cr} = 336,2 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

то условие трещинообразования удовлетворяется, и трещины в верхней зоне не образуются.

Поскольку нормальные трещины не возникают, проверка прочности в стадии изготовления и монтажа не требуется.

2.10.12. Расчет нормальных сечений по образованию трещин

Железобетонные конструкции, к которым предъявляются требования 2-й категории трещиностойкости, необходимо рассчитывать по образованию трещин от действия внешних расчетных нагрузок при $\gamma_f > 1$.

Расчет выполняем по блок-схеме 23 прил. 4. Учитывая, что усилие предварительного обжатия бетона с учетом всех потерь при $\gamma_{sp} < 1$ вычислено ранее (см. п. 2.10.9), запишем:

1. $\sigma_{sp2} = 792,8 \text{ МПа}$.
2. $\sigma'_{sp2} = 819,8 \text{ МПа}$.
3. $\sigma_s = 70 \text{ МПа}$.
4. $\sigma'_s = 40 \text{ МПа}$.
5. $P_2 = 909,4 \text{ кН}$.

6. Эксцентриситет приложения усилия обжатия бетона относительно центра тяжести приведенного сечения

$$e_{оп2} = \frac{\sigma_{sp2} A_{sp} y_{sp} - \sigma'_{sp2} A'_{sp} y'_{sp} - \sigma_s A_s y_s + \sigma'_s A'_s y'_s}{P} =$$

$$= \frac{792,8 \cdot 980 \cdot 648 - 819,8 \cdot 196 \cdot 592 - 70 \cdot 314 \cdot 728 + 40 \cdot 157 \cdot 602}{909,4 \cdot 10^3} =$$

$$= 435,6 \text{ мм}.$$

7. Напряжения в сжатом бетоне от усилия предварительного обжатия и изгибающего момента от внешних нагрузок при $y = h - y_0$

$$\sigma_b = \frac{P_2}{A_{red}} - \frac{P_2 e_{оп2}}{I_{red}} (h - y_0) + \frac{M_r}{I_{red}} (h - y_0) = \frac{909,4 \cdot 10^3}{367 \cdot 10^8} -$$

$$- \frac{909,4 \cdot 10^3 \cdot 435,6}{87198 \cdot 10^8} = (1400 - 768) + \frac{1129,4 \cdot 10^6}{87198 \cdot 10^8} (1400 - 768) =$$

$$= 2,48 - 2,87 + 8,19 \approx 7,8 \text{ МПа (сжатие)}.$$

8, 9. Коэффициент, учитывающий неупругие деформации бетона сжатой зоны,

$$\varphi = 1,6 \sigma_b / R_{b,ser} = 1,6 - 7,8/29 = 1,33 > 0,7.$$

10, 11'. Так как $\varphi = 1,33 > 1$, принимаем $\varphi = 1$.

11. Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, трещиностойкость которой проверяется (верхняя ядровая точка),

$$r' = \varphi W_{red} / A_{red} = 1 \cdot 1136 \cdot 10^3 / 367 \cdot 10^3 = 309,5 \text{ мм.}$$

12. Момент усилия P_2 относительно оси, проходящей через ядровую точку

$$M_{rp} = P_2 (e_{op2} + r') = 909,4 \cdot 10^3 (435,6 + 309,6) = 677594 \cdot 10^3 \text{ Н} \cdot \text{мм} \approx 677,6 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

13'. Так как трещиностойкость балки в стадии изготовления обеспечена (см. п. 2.10.11), расчет выполняем без учета начальных трещин.

15. Изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением при образовании трещин,

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp} = 2,1 \cdot 1704 \cdot 10^5 + 677,6 \cdot 10^6 = 103544 \cdot 10^4 \text{ Н} \cdot \text{мм} \approx 1035,4 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где W_{pl} — момент сопротивления приведенного сечения относительно его нижней грани, определяемый в соответствии с п. 4.6 [7] и табл. 8 прил. 3 по формуле

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,5 \cdot 1136 \cdot 10^5 = 1704 \cdot 10^5 \text{ мм}^3.$$

При $b_j/b = 650/140 = 4,6$ и $b_f/b = 340/140 = 2,4$ независимо от отношения h_j/h коэффициент $\gamma = 1,5$.

16. Проверяем условие трещинообразования:

$$M_r = 1129,4 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{crc} = 1035,4 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

следовательно, трещиностойкость нормальных сечений не обеспечена и необходимо выполнить расчет нормальных сечений балки по кратковременному раскрытию и по закрытию трещин.

Определим момент трещинообразования балки при $\gamma_f = 1$ и $\gamma_{sp} = 1$.

1. $\sigma_{sp2} = 1195 - 314,1 = 880,9 \text{ МПа.}$

2. $\sigma'_{sp2} = 1195 - 284,1 = 910,9 \text{ МПа.}$

3. $\sigma_s = 70 \text{ МПа.}$ 4. $\sigma'_s = 40 \text{ МПа.}$

5, 6. Усилие предварительного обжатия P_2 с учетом всех потерь и эксцентриситет его приложения относительно центра тяжести приведенного сечения:

$$P_2 = \sigma_{sp2} A_{sp} + \sigma'_{sp2} A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s = 880,9 \cdot 980 + 910,9 \cdot 196 - 70 \cdot 314 - 40 \cdot 157 = 1013560 \text{ Н} \approx 1013,6 \text{ кН};$$

$$e_{op2} = \frac{\sigma_{sp2} A_{sp} y_{sp} - \sigma'_{sp2} A'_{sp} y'_{sp} - \sigma_s A_s y_s + \sigma'_s A'_s y'_s}{P_2} = \frac{880,9 \cdot 980 \cdot 648 - 910,9 \cdot 196 \cdot 592 - 70 \cdot 314 \cdot 728 + 40 \cdot 157 \cdot 602}{1013,6 \cdot 10^3} = 435,6 \text{ мм.}$$

7—13. Вычисление коэффициента φ не производим, так как очевидно, что $\varphi > 1$; $r' = 309,5$ мм.

14. Момент усилия P_2 относительно ядровой точки

$$M_{r,p} = P_2(e_{op2} + r') = 1013,6 \cdot 10^3(435,6 + 309,5) = 755^233400 \text{ Н} \cdot \text{мм} \approx 755,2 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

15. Момент, воспринимаемый нормальным сечением при образовании трещин

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{r,p} = 2,1 \cdot 1704 \cdot 10^5 + 755,2 \cdot 10^6 = 111307 \cdot 10^4 \text{ Н} \cdot \text{мм} \approx 1113,1 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

16. Так как $M_{crc} = 1113,1 \text{ кН} > M = 1026,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (при $\gamma_f = 1$), то балку по деформациям можно рассчитывать как сплошное упругое тело, учитывая непродолжительное раскрытие трещин увеличением кривизны балки в соответствии с п. 4.25 [10].

2.10.13. Расчет наклонных сечений по образованию трещин

В соответствии с указанием п. 4.11 [10] расчет выполняем на главные растягивающие напряжения, определяя их от расчетных усилий при $\gamma_1 > 1$ и $\gamma_{sp} > 1$ по оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения, а также в местах примыкания полок к стенке балки.

На приопорном участке балки толщина стенки по длине пролета переменна, поэтому главные растягивающие напряжения проверяем в сечениях у грани опоры и в конце уширения, соответственно на расстояниях 20 и 125 см от торца балки.

Расчет сечения по грани опоры (рис. 2.27). При расчете элементов, армированных проволокой без анкеров, необходимо учитывать снижение предварительного напряжения на длине зоны передачи напряжений l_p умножением величин σ_{sp} и σ'_{sp} на коэффициент γ_{s5} , принимаемый по табл. 24 [10].

Определим длину зоны передачи напряжения

$$l_p = (\omega_p \sigma_{sp1} / R_{bp} + \lambda) d = (1,4 \cdot 950,9 / 39,6 + 40) \cdot 5 = 368 \text{ мм},$$

где по табл. 28 [10] для арматуры класса Вр-II диаметром 5 мм $\omega_p = 1,4$, $\lambda_p = 40$; $\sigma_{sp1} = 950,9$ МПа принимаем с учетом потерь σ_1 , σ_5 (см. п. 2.10.6); $\gamma_{b8} = 1,1$ (табл. 15, п. 8 [10]); $\gamma_{b8} R_{bp} = 1,1 \times 36 = 39,6$ МПа в соответствии с (п. 2.29 [10]).

Коэффициент γ_{s5} (табл. 24, п. 5 [10])

$$\gamma_{s5} = l_x / l_p = 200 / 368 = 0,54.$$

Определим усилие предварительного обжатия P_2 с учетом всех потерь и снижения предварительного напряжения в арматуре A_{sp} и A'_{sp} в пределах зоны передачи предварительного напряжения $l_p = 368$ мм (для упрощения расчет потерь в арматуре от ползучести бетона не уточняем):

$$P_2 = \gamma_{s5} \sigma_{sp2} A_{sp} + \gamma_{s5} \sigma'_{sp2} A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s = 0,54 \cdot 792,8 \cdot 980 + 0,54 \cdot 819,8 \cdot 196 - 70 \cdot 314 - 40 \cdot 157 = 478057 \text{ Н} \approx 478,1 \text{ кН}.$$

Эксцентриситет приложения усилия обжатия бетона относительно центра тяжести приведенного сечения

$$e_{op2} = \frac{\gamma_{s5} \sigma_{sp2} A_{sp} y_{sp} - \gamma_{s5} \sigma'_{sp2} A'_{sp} y'_{sp} - \sigma_s A_s y_s + \sigma'_s A'_s y'_s}{P_2} =$$

$$= \frac{0,54 \cdot 792,8 \cdot 980 \cdot 644 - 0,54 \cdot 819,8 \cdot 196 \cdot 596 - 70 \cdot 314 \cdot 724 + 40 \cdot 157 \cdot 606}{478,1 \cdot 10^3} =$$

$$= \frac{2063687 \cdot 10^2}{478,1 \cdot 10^3} = 431,6 \text{ мм.}$$

Проверяем *главные напряжения на уровне центра тяжести сечения*. Расчет выполняем по блок-схеме 25 прил. 4.

1. Нормальные напряжения, вызванные усилием предварительного обжатия P_2 , при $y = 0$ и $\sigma_y = 0$

$$\sigma_x = P_2 / A_{red} = 478,1 \cdot 10^3 / 5318 \cdot 10^2 = 0,9 \text{ МПа.}$$

2—4. Касательные напряжения в бетоне на уровне центра тяжести приведенного сечения

$$\tau = \frac{QS_{red}}{I_{red} b} = \frac{502,6 \cdot 10^3 \cdot 992 \cdot 10^5}{9648 \cdot 10^4 \cdot 340} = 1,52 \text{ МПа,}$$

где S_{red} — статический момент части приведенного сечения, лежащей выше оси, которая проходит через центр тяжести сечения, относительно этой же оси (рис.2.27)

$$S_{red} = 650 \cdot 180 (636 - 180/2) + 340(636 - 180)^2/2 = 992 \cdot 10^5 \text{ мм}^3.$$

5, 6. Главные сжимающие и растягивающие напряжения при $\sigma_y = 0$:

$$\sigma_{mc} = \frac{\sigma_x}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} = -0,9/2 \pm \sqrt{(0,9/2)^2 + 1,52^2} =$$

$$= -0,45 \pm 1,73 \text{ МПа;}$$

$$\sigma_{mt} = 1,28 \text{ МПа; } \sigma_{mc} = 2,18 \text{ МПа.}$$

7, 8. $\alpha B = 0,01 \cdot 40 = 0,4 > 0,3$,

где $\alpha = 0,01$ — для тяжелого бетона (п. 4.11 [10]).

9. Коэффициент условий работы бетона, учитывающий двухосное напряженное состояние в стенке балки (п. 4.11 [10])

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \sigma_{mc} / R_{b, ser}}{0,2 + \alpha B} = \frac{1 - 2,18/29}{0,2 + 0,01 \cdot 40} = 1,54.$$

10—12. При $\gamma_{b4} = 1,54 > 1$ условие

$$\sigma_{mt} = 1,28 \text{ МПа} < R_{bt, ser} = 2,1 \text{ МПа}$$

соблюдается.

Проверяем *главные напряжения на уровне примыкания сжатой полки к стенке балки*.

Значения изгибающего момента от внешней нагрузки, действующего в нормальном сечении по грани опоры, невелико, поэтому в расчете его не учитываем.

1. Нормальные напряжения от усилия обжатия P_2

$$\sigma_x = \frac{P_2}{A_{red}} - \frac{P_2 e_{оп2}}{I_{red}} y = 0,9 - \frac{478,1 \cdot 10^3 \cdot 431,6}{9648 \cdot 10^7} \cdot 456 = -0,08 \text{ МПа (растяжение),}$$

где $y = h - y_0 - h_f' = 636 - 180 = 456$ мм (см. рис. 2.27).

2—4. Касательные напряжения на уровне примыкания сжатой полки к стенке

$$\tau_{xy} = \frac{502,6 \cdot 10^3 \cdot 6388 \cdot 10^3}{9648 \cdot 10^7 \cdot 340} = 0,98 \text{ МПа,}$$

где S_{red} — статический момент сечения полки относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения (см. рис. 2.27),

$$S_{red} = 650 \cdot 180 (636 - 180/2) = 6388 \cdot 10^4 \text{ мм}^3.$$

5, 6. Главные сжимающие и растягивающие напряжения

$$\sigma_{mt} = +0,08/2 \pm \sqrt{(0,08/2)^2 + 0,98^2} = +0,04 \pm 0,98 \text{ МПа;}$$

$$\sigma_{mc} = 1,02 \text{ МПа; } \sigma_{mc} = 0,94 \text{ МПа.}$$

Так как главные напряжения σ_{mt} и σ_{mc} на уровне примыкания полки к стенке меньше, чем на уровне центра тяжести сечения, то проверку производить нет необходимости.

Если условие $\sigma_{mt} \leq R_{bt,ser}$ не удовлетворяется, необходимо выполнить расчет с учетом местных сжимающих напряжений, возникающих в зоне опорных реакций, которые определяют согласно п. 4.13 [7].

Расчет сечения в начале уширения стенки на расстоянии 1,15 м от оси опоры (рис. 2.26). Проверяем *главные напряжения на уровне центра тяжести приведенного сечения.*

1. Нормальные напряжения

$$\sigma_x = P_2/A_{red} = 909,4 \cdot 10^3/3670 \cdot 10^2 = 2,48 \text{ МПа.}$$

2—4. Касательные напряжения в бетоне

$$\tau_{xy} = \frac{QS_{red}}{I_{red}b} = \frac{432,9 \cdot 10^3 \cdot 8220 \cdot 10^4}{87198 \cdot 10^6 \cdot 140} = 2,92 \text{ МПа,}$$

где $S_{red} = 650 \cdot 180 \cdot 542 + 452 \cdot 140 \cdot 226 + 2 \frac{256 \cdot 40}{2} \cdot 439 = 8220 \times 10^4 \text{ мм}^3.$

5—6. Главные напряжения:

$$\sigma_{mt} = -2,48/2 \pm \sqrt{(2,48/2)^2 + 2,92^2} = -1,24 \pm 3,17 \text{ МПа;}$$

$$\sigma_{mc} = -1,24 + 3,17 = 1,93 \text{ МПа; } \sigma_{mc} = -1,24 - 3,17 = 4,31 \text{ МПа.}$$

7—9. Коэффициент условий работы бетона при $\alpha B > 0,3$

$$\gamma_{b4} = \frac{2 - 4,31/29}{0,2 + 0,01 \cdot 40} = 1,42.$$

10 — 12. При $\gamma_{b4} > 1$ условие

$$\sigma_{mt} = 1,93 \text{ МПа} < R_{bt, ser} = 2,1 \text{ МПа}$$

соблюдается.

Проверяем *главные напряжения на уровне примыкания сжатой полки к стенке.*

1. Нормальные напряжения от усилия предварительного обжатия и момента от внешних нагрузок

$$\sigma_x = \frac{P_2}{A_{red}} - \frac{P_2 e_{оп2}}{I_{red}} y + \frac{M_{1,15}}{I_{red}} y = \frac{909,4 \cdot 10^3}{3670 \cdot 10^2} - \frac{909,4 \cdot 10^3 \cdot 435,6}{87198 \cdot 10^6} \cdot 412 + \frac{437,3 \cdot 10^6}{87198 \cdot 10^6} \cdot 412 = 2,48 - 1,87 + 2,07 = 2,68 \text{ МПа},$$

где $y = 632 - 180 - 40 = 412$ мм (рис. 2.26).
2 — 4.

$$\tau_{xy} = \frac{Q_{1,15} S_{red}}{I_{red} b} = \frac{432,9 \cdot 10^3 \cdot 6789 \cdot 10^4}{87198 \cdot 10^6 \cdot 140} = 2,41 \text{ МПа},$$

где $S_{red} = 650 \cdot 180 \cdot 542 + 255 \cdot 40 \cdot 0,5 \cdot 2 (632 - 180 - 40/3) = 6789 \cdot 10^4$ мм³.

5, 6. $\sigma_{mt} = -2,68/2 \pm \sqrt{(2,68/2)^2 + 2,41^2} = -1,34 \pm 2,76$ МПа;
 $\sigma_{mt} = -1,34 + 2,76 = 1,42$ МПа; $\sigma_{mc} = -1,34 - 2,76 = -4,1$ МПа.

$$7 — 11. \gamma_{b4} = \frac{1 - 4,1/29}{0,2 + 0,01 \cdot 40} = 1,43 > 1.$$

12. Проверяем условие

$$\sigma_{mt} = 1,42 \text{ МПа} < R_{bt, ser} = 2,1 \text{ МПа}.$$

Проверяем *главные напряжения на уровне примыкания растянутой полки к стенке.*

1. $\sigma_x = \frac{P_2}{A_{red}} + \frac{P_2 e_{оп2}}{I_{red}} y - \frac{M_{1,15}}{I_{red}} y = 2,48 + \frac{909,4 \cdot 10^3 \cdot 435,6}{87198 \cdot 10^6} \cdot 378 - \frac{437,3 \cdot 10^6}{87198 \cdot 10^6} \cdot 378 = 2,3$ МПа, где $y = 768 - 300 - 90 = 378$ мм (см. рис. 2.26).

2 — 4. $\tau_{xy} = \frac{432,9 \cdot 10^3 \cdot 6698 \cdot 10^4}{87198 \cdot 10^6 \cdot 140} = 2,38$ МПа, где S_{red} — статический момент части приведенного сечения, лежащий ниже рассматриваемого сечения, относительного оси, проходящей через центр тяжести сечения (рис. 2.26),

$$S_{red} = 340 \cdot 300 (768 - 150) + 100 \cdot 90 \cdot 0,5 \cdot 2 (768 - 300 - 30) = 6698 \cdot 10^4 \text{ мм}^3.$$

5, 6. $\sigma_{mt} = -2,3/2 \pm \sqrt{(2,3/2)^2 + 2,38^2} = -1,15 \pm 2,64$ МПа;
 $\sigma_{mt} = 1,49$ МПа; $\sigma_{mc} = -3,79$ МПа.

$$7-11. \gamma_{b4} = \frac{1-3,79/29}{0,2+0,1 \cdot 40} = 1,45 > 1.$$

12. Проверяем условие трещиностойкости:

$$\sigma_{mt} = 1,49 \text{ МПа} < R_{bt \text{ ser}} = 2,1 \text{ МПа}.$$

Следовательно, трещиностойкость наклонных сечений балки обеспечена.

2.10.14. Расчет нормальных сечений балки по кратковременному раскрытию трещин

Расчет выполняем по блок-схеме 26 прил. 4 при $\gamma_f = 1$ и $\gamma_{sp} = 1$.

1. Так как $M_r > M_{crc}$ (см. п. 2.10.12), требуется расчет по раскрытию трещин.

2-4. В стадии изготовления трещины не образуются (см. п. 2.10.11), поэтому влияние начальных трещин не учитываем.

5. Эксцентриситет усилия предварительного обжатия P_2 относительно оси, проходящей через точку приложения равнодействующей усилия во всей арматуре A_s и A_{sp} ,

$$e_{sp2} = y_0 - a - e_{op2} = 768 - 120 - 435,6 = 212,4 \text{ мм}.$$

6. Коэффициент δ :

$$\delta = \frac{M_{r2} + P_2 e_{sp2}}{bh_0^2 R_{b, \text{ ser}}} = \frac{1026,7 \cdot 10^6 + 1013,6 \cdot 10^3 \cdot 212,4}{140 \cdot 1280^2 \cdot 29} = 0,187,$$

где M_{r2} — момент от действия всех нагрузок при $\gamma_f = 1$ (см. п. 2.10.3);

P_2 и e_{op2} вычисляем при $\gamma_{sp} = 1$ (см. п. 2.10.12).

7. Для сечений таврового профиля вычисляем коэффициент φ_f , учитывающий влияние свесов полок и арматуры в сжатой зоне бетона

$$\begin{aligned} \varphi_f &= \frac{(b'_f - b) h'_f + (A'_{sp} + A'_s) \alpha / (2\nu)}{bh_0} = \\ &= \frac{(650 - 140) \cdot 180 + (196 + 157) \cdot 6,2 / (2 \cdot 0,45)}{140 \cdot 1280} = 0,526, \end{aligned}$$

где $\alpha = E_s / E_b = 2 \cdot 10^6 / 3,25 \cdot 10^4 = 6,2$.

В соответствии с табл. 35 [10] при кратковременном действии нагрузки $\nu = 0,45$.

$$8. \lambda = \varphi_f [1 - h'_f / (2h_0)] = 0,525 [1 - 180 / (2 \cdot 1280)] = 0,49.$$

$$9. e_{s, \text{ tot}} = \frac{M_{r2} + P_2 e_{sp2}}{N_{\text{tot}}} = \frac{1026,7 \cdot 10^6 + 1013,6 \cdot 10^3 \cdot 212,4}{1013,6 \cdot 10^3} = 1225 \text{ мм},$$

где $N_{\text{tot}} = P_2 = 1013,6 \text{ кН}$.

10. Относительная высота сжатой зоны бетона

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{1}{\beta + \frac{1+5(\delta+\lambda)}{10\mu\alpha}} + \frac{1,5+\gamma'}{11,5 \frac{e_{s, \text{ tot}}}{h_0} - 5} = \frac{1}{1,8 + \frac{1+5(0,195+0,49)}{10 \cdot 0,0072 \cdot 6,2}} + \\ &+ \frac{1,5+0,526}{11,5 \frac{1225}{1280} - 5} = 0,085 + 0,337 = 0,422, \end{aligned}$$

где $\beta = 1,8$ — для тяжелого бетона (п. 4.28 [10]);

$$\mu = (A_{sp} + A_s)/(bh_0) = (980 + 314)/(140 \cdot 1280) = 0,0072 < 0,02.$$

При $\mu > 0,02$ принимаем $\mu = 0,02$.

14. Плечо внутренней пары сил в сечении с трещиной

$$z = h_0 \left[1 - \frac{h_f' \varphi_f / h_0 + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 1280 \left[1 - \frac{\frac{180}{1280} \cdot 0,526 + 0,422^2}{2(0,526 + 0,422)} \right] = 1110 \text{ мм.}$$

15. Приращение напряжений в арматуре A_{sp} от действия момента M_{r2}

$$\sigma_s = \frac{M_{r2} - P_2(z - e_{sp2})}{(A_{sp} + A_s)z} = \frac{1026,7 \cdot 10^6 - 1013,6 \cdot 10^3(1110 - 212,4)}{(980 + 314) \cdot 1110} = 81,4 \text{ МПа} > 0.$$

Уточняем напряжения σ_s для нижнего ряда стержней, в соответствии с указаниями п. 4.15 [10].

16. При $e_{s, tot} = 1225 \text{ мм} > 0,8 \cdot 1280 = 1024 \text{ мм}$.

17. Коэффициент

$$\delta_n = \frac{h - x - a_2}{h - x - a_1} = \frac{1400 - 540 - 50}{1400 - 540 - 120} = 1,09,$$

где $x = \xi h_0 = 0,422 \cdot 1280 = 540 \text{ мм}$.

Расстояние от нижней грани балки до крайнего ряда стержней $a_2 = 50 \text{ мм}$ (см. рис. 2.26).

18. $\sigma_s = 1,09 \cdot 81,4 = 88,7 \text{ МПа}$.

19. $\sigma_s + \sigma_{sp2} = 88,7 + 880,9 = 969,6 \text{ МПа} < R_s = 1045 \text{ МПа}$, где $\sigma_{s, sp2} = 880,9 \text{ МПа}$ при $\gamma_{sp} = 1$ (см. п. 2.10.12).

20. Ширина раскрытия трещин

$$a_{crc} = \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20 (3,5 - 100 \mu) \sqrt[3]{d} = 1 \cdot 1 \cdot 1,2 \frac{88,7}{2 \cdot 10^6} \times \\ \times 20 (3,5 - 100 \cdot 0,0072) \sqrt[3]{5,69} = 0,053 \text{ мм,}$$

где $\delta = 1$ для изгибаемых элементов (п. 4.14 [10]); $\varphi_l = 1$ при учете непродолжительного действия всех нагрузок; $\eta = 1,2$ при проволочной арматуре периодического профиля; d — диаметр арматуры, мм; при разных диаметрах продольной растянутой арматуры

$$d = \frac{n_1 d_1^3 + n_2 d_2^3}{n_1 d_1 + n_2 d_2} = \frac{4 \cdot 10^3 + 50 \cdot 5^3}{4 \cdot 10 + 50 \cdot 5} = 5,69 \text{ мм,}$$

d_1, d_2 — диаметр стержней арматуры A_s и проволоки A_{sp} ; n_1, n_2 — соответственно количество стержней.

21. Так как $a_{crc} = 0,053 \text{ мм} < [a_{crc}] = 0,2 \text{ мм}$, непродолжительное раскрытие нормальных трещин от всех нагрузок не превышает предельно допустимого значения $[a_{crc}] = 0,2 \text{ мм}$ (табл. 1 [10]).

2.10.15. Расчет по закрытию трещин, нормальных к продольной оси балки

Расчет выполняем с использованием блок-схемы 28 прил. 4 при $\gamma_f = 1$ и $\gamma_{sp} = 1$.

Для обеспечения закрытия трещин необходимо соблюдение двух условий (п. 4.19 [10]).

Величины, вычисленные ранее, и входящие в исходные данные: $W_{red} = 1136 \cdot 10^6 \text{ мм}^3$; $r' = 309,5 \text{ мм}$ (см. п. 2.10.5); $P_2 = 1013,6 \text{ кН}$; $e_{op2} = 435,6 \text{ мм}$ (см. п. 2.10.13).

1—5. В стадии изготовления начальные трещины не образуются.
6. Изгибающий момент закрытия трещин

$$M_{rp} = P_2 (e_{op2} + r') - 0,5W_{red} = 1013,6 \cdot 10^3 \cdot (435,6 + 309,5) - 0,5 \cdot 1136 \cdot 10^6 = 6,984 \cdot 10^8 \text{ Н} \cdot \text{мм} \approx 698 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Изгибающий момент от длительных нагрузок (массы балки и крановых путей) в середине пролета при $\gamma_f = 1$

$$M_{r1} = M_l = 0,125gl_0^2 = 0,125 \cdot 10,41 \cdot 11,75^2 = 179,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

7. Так как $M_{rp} = 698 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_{r1} = 179,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$, первое условие соблюдается.

8. $e_{sp2} = 212,4 \text{ мм}$.

9. $z = 1110 \text{ мм}$ (см. п. 2.10.14).

10. Приращение напряжений в арматуре A_{sp} от действия момента M_{r2} с учетом расположения стержней по высоте сечения $\sigma_s = 88,7 \text{ МПа} < R_{s,ser}$ (см. п. 2.10.14, расчет по блок-схеме 26 п.п. 15—18).

15. Проверяем неравенство $\sigma_{sp2} + \sigma_s \leq 0,8R_{s,ser}$, принимая при $\gamma_{sp} = 1$ $\sigma_{sp2} = 880,9 \text{ МПа}$ (см. п. 2.10.12). Тогда $880,9 + 88,7 = 969,6 \text{ МПа} < 0,8 \cdot 1255 = 980 \text{ МПа}$, то есть второе условие также удовлетворяется. Следовательно, эксплуатационные напряжения в арматуре не выйдут за пределы ее упругой работы, а бетон в нормальных сечениях балки при длительных нагрузках обжат с напряжением более $0,5 \text{ МПа}$ и трещины будут надежно зажаты.

2.10.16. Расчет прогибов балки

Прогиб подкрановой балки от деформаций изгиба определим по блок-схеме 29 прил. 4 при $\gamma_f = 1$ и $\gamma_{sp} = 1$.

1. Кривизна от непродолжительного действия крановой нагрузки

$$\left(\frac{1}{r}\right)_1 = \frac{M_1}{\varphi_{b1} E_b I_{red}} = \frac{847 \cdot 10^6}{0,85 \cdot 3,25 \cdot 10^4 \cdot 87198 \cdot 10^6} = 3,52 \cdot 10^{-2} \text{ 1/мм},$$

где $M_1 = M - M_l = 1026,7 - 179,7 = 847 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

$M_l = M_{r1} = 179,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (см. п. 2.10.15);

$\varphi_{b1} = 0,85$ — для тяжелого бетона (п. 4.24 [10]).

2. Кривизна от продолжительного действия длительной нагрузки

$$\left(\frac{1}{r}\right)_2 = \frac{M_l \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}} = \frac{179,7 \cdot 10^6 \cdot 2}{0,85 \cdot 3,25 \cdot 10^4 \cdot 87198 \cdot 10^6} = 1,49 \cdot 10^{-7} \text{ 1/мм,}$$

где $\varphi_{b2} = 2$ — учитывает влияние длительной ползучести бетона (табл. 34 [10]).

3. Кривизна от непродолжительного действия предварительного обжатия бетона

$$\left(\frac{1}{r}\right)_3 = \frac{P_2 e_{op2}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}} = \frac{1013,7 \cdot 10^3 \cdot 435,6}{0,85 \cdot 3,25 \cdot 10^4 \cdot 87198 \cdot 10^6} = 1,83 \cdot 10^{-7} \text{ 1/мм.}$$

4. $\sigma_s = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 = 6,3 + 40 + 23,7 = 70$ МПа.

5. Относительные деформации бетона на уровне центра тяжести арматуры A_{sp} , вызванные его усадкой и ползучестью от усилия предварительного обжатия P_2

$$\varepsilon_b = \sigma_s / E_s = 70 / 2 \cdot 10^5 = 3,5 \cdot 10^{-4}.$$

6. $\sigma'_s = \sigma'_6 + \sigma'_8 + \sigma'_9 = 40$ МПа, так как $\sigma'_6 = \sigma'_9 = 0$.

7. Относительные деформации бетона на уровне крайнего сжатого волокна принимаем приближенно равными деформациям бетона на уровне центра тяжести арматуры A'_p .

Тогда

$$\varepsilon'_b = \sigma'_s / E_s = 40 / 2 \cdot 10^5 = 2 \cdot 10^{-4}.$$

8. Кривизна, обусловленная выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона от усилия предварительного обжатия бетона,

$$(1/r)_4 = (\varepsilon_b - \varepsilon'_b) / h_0 = (3,5 - 2) \cdot 10^{-4} / 1280 = 1,17 \cdot 10^{-7} \text{ 1/мм.}$$

9, 10. Так как

$$(1/r)_3 + (1/r)_4 = (1,83 + 1,17) \cdot 10^{-7} < \frac{P_2 e_{op2} \varphi_{b2}}{\varphi_{b1} E_b I_{red}} = \varphi_{b2} (1/r)_3 = 2 \cdot 1,83 \cdot 10^{-7}, \text{ принимаем } (1/r)_4 = (1/r)_3 = 1,83 \cdot 10^{-7} \text{ 1/мм.}$$

11—19. Как видно из выполненных выше расчетов, в балке не возникают начальные трещины, однако при действии всех нагрузок в растянутой зоне появляются нормальные трещины, которые надежно закрываются при продолжительном действии длительных нагрузок. В этом случае при определении полного прогиба балки f необходимо вычисленные значения кривизн $(1/r)_1$, $(1/r)_2$ и $(1/r)_3$ умножить на коэффициент 1,2 (п. 4.26 [10]).

Тогда

$$f_m = \left\{ 1,2 \left[S_1 \left(\frac{1}{r} \right)_1 + S_2 \left(\frac{1}{r} \right)_2 - \frac{1}{8} \left(\frac{1}{r} \right)_3 \right] - \frac{1}{8} \left(\frac{1}{r} \right)_4 \right\} l^2 = \\ = \left[1,2 \left(\frac{1}{10} 3,52 \cdot 10^{-7} + \frac{5}{48} \cdot 1,49 \cdot 10^{-7} - \frac{1}{8} \cdot 1,83 \cdot 10^{-7} \right) - \frac{1}{8} \times \right. \\ \left. \times 1,83 \cdot 10^{-7} \right] \cdot 11750^2 = (0,334 - 0,225) \cdot 10^{-7} \cdot 11750^2 = 1,75 \text{ мм,}$$

где S_1, S_2 — коэффициенты, определяемые по табл. 42 [7] в зависимости от схемы нагружения статически определимой балки. При равномерно распределенной нагрузке $S_2 = 5/48$; при расчете подкрановых балок на действие вертикальной крановой нагрузки принимаем $S_1 = 1/10$.

При отношении $l/h = 12/1,4 = 8,5 < 10$ (п. 4.32 [10]) необходимо учитывать влияние поперечных сил на прогиб балки. В соответствии с п. 4.47 [7] для коротких элементов ($l/h < 10$) полный прогиб определяем по формуле

$$f_{tot} = f_m [1 + k(h/l)^2],$$

где f_m — прогиб, обусловленный деформацией изгиба; при отсутствии нормальных и наклонных трещин принимаем $k = 0,5/S$.

Полный прогиб балки

$$f_{tot} = 1,75 [1 + 4,55 (1,4/12)^2] = 1,9 \text{ мм},$$

где $k = 0,5/S = 0,5/0,11 = 4,55$,

$$S = \frac{S_1 M_1 + S_2 M_2 + S_3 M_3 + S_4 M_4}{M_1 + M_2 + M_3 + M_4} =$$

$$= \frac{\frac{1}{10} \cdot 847 + \frac{5}{48} \cdot 179,7 + \frac{1}{8} \cdot 441,5 + \frac{1}{8} \cdot 281,8}{847 + 179,7 + 441,5 + 281,8} = 0,11,$$

$M_3 = P_2 e_{оп2} = 1013,6 \cdot 10^3 \cdot 435,6 = 4,415 \cdot 10^8 \text{ Н} \cdot \text{мм} \approx 441,5 \text{ кН} \cdot \text{м};$

$M_4 = (1/r)_4 \Phi_{b1} E_b l_{red} = 1,17 \cdot 10^{-7} \cdot 0,85 \cdot 3,25 \cdot 10^4 \cdot 87198 \cdot 10^8 =$
 $= 2,818 \cdot 10^8 = 281,8 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_2 = M_l = 179,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$

Относительный прогиб балки $f_{tot}/l_0 = 1,9/11750 = 1/6184 < 1/600$, то есть не превышает допустимого.

2.10.17. Расчет на выносливость сечений, нормальных к продольной оси элементов

Подкрановые балки под краны нормальной режимной группы 5К [2] необходимо рассчитывать на выносливость; при этом если в расчете на прочность учитывают одновременную работу двух кранов в одном пролете, то согласно указаниям п. 4.16 [9] проверку на выносливость производят на нагрузку только от одного крана.

Подкрановые балки под облегченные краны режимной группы 3К на выносливость не рассчитывают.

1. Определяем изгибающие моменты, возникающие в вертикальном расчетном сечении в середине пролета балки при действии наибольшей и наименьшей нагрузки цикла.

Изгибающий момент в середине пролета от веса балки и кранового пути при $\gamma_f = 1 M_l = 179,7 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (см. п. 2.10.16).

Наибольший нормативный момент в пролете балки от крановой нагрузки

$$M_1 = nk_{Fk_1} F l_0 = 0,6 \cdot 1 \cdot 0,33 \cdot 161,5 \cdot 11,75 = 375,7 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $k_1 = 0,33$ определяем по табл. 11 прил. 5 при $\alpha = A/l = 0,375$ (см. п. 2.10.3); $n = 0,6$; $k_F = 1$ (прил. 5).

Суммарный изгибающий момент от веса конструкций и крана при $\gamma_l = 1$

$$M = M_l + M_1 = 179,7 + 375,7 = 555,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Усилие предварительного обжатия бетона принимаем с учетом всех потерь при $\gamma_{sp} < 1$, $\sigma_{sp2} = 792,8$ МПа, $P_2 = 909,4$ кН, $e_{op2} = 435,6$ мм.

Расчет выполняем по геометрическим характеристикам приведенного сечения с учетом растянутой зоны бетона, то есть в предположении, что $\sigma_{bt} < \sigma_{bt}\gamma_{b1}$. После вычислений коэффициента γ_{b1} выполняется проверка указанного неравенства и при его несоблюдении вносятся необходимые уточнения в расчет.

2. Определяем напряжения в бетоне от предварительного обжатия P_2 в крайнем растянутом от внешней нагрузки волокне при $y = y_0 = 768$ мм (рис. 2.26).

$$\sigma_{bp} = \frac{P_2}{A_{red}} + \frac{P_2 e_{op2}}{I_{re}} y = \frac{909,4 \cdot 10^3}{367 \cdot 10^8} + \frac{909,4 \cdot 10^3 \cdot 435,6}{87198 \cdot 10^8} \cdot 768 = 2,48 + 3,49 = 5,97 \text{ МПа}.$$

То же, в крайнем сжатом от внешней нагрузки волокне при $y = h - y_0 = 632$ мм

$$\sigma_{bp} = \frac{P_2}{A_{red}} - \frac{P_2 e_{op2}}{I_{re}} y = 2,48 - \frac{909,4 \cdot 10^3 \cdot 435,6}{87198 \cdot 10^8} \cdot 632 = 2,48 - 2,87 = -0,39 \text{ МПа (растяжение)}.$$

3. Затем определяем напряжения в бетоне от внешней нагрузки с учетом предварительного обжатия бетона

$$\sigma_b = \sigma_{bp} \pm My/I_{red}.$$

При отсутствии крановой нагрузки ($M_l = 179,7$ кН · м и $y = 768$ мм)

$$\sigma_b = 5,97 - 179,7 \cdot 10^6 \cdot 768/87198 \cdot 10^8 = 4,39 \text{ МПа}.$$

То же, при $y = 7632$ мм

$$\sigma_b = -0,39 + 179,7 \cdot 10^6 \cdot 632/87198 \cdot 10^8 = 0,91 \text{ МПа}.$$

При действии крановой нагрузки ($M = 555,4$ кН · м и $y = 768$ мм)

$$\sigma_b = 5,97 - 555,4 \cdot 10^6 \cdot 768 < 87198 \cdot 10^8 = 1,08 \text{ МПа},$$

то же, при $y = 632$ мм

$$\sigma_b = -0,39 + 555,4 \cdot 10^6 \cdot 632/87198 \cdot 10^8 = 3,63 \text{ МПа}.$$

4. Определяем коэффициенты асимметрии цикла напряжений в бетоне ρ_b в растянутом и сжатом от внешней нагрузки волокне:

$$\rho_b = 1,08/4,39 = 0,25; \rho_b = 0,91/3,63 = 0,25.$$

5. По табл. 16 [10] определяем коэффициент условий работы бетона при многократно повторяющейся нагрузке. Для тяжелого бетона естественной влажности при $\rho_b = 0,25$ $\gamma_{b1} = 0,825$.

6. Расчет на выносливость по сжатому бетону сечений нормальных к продольной оси элемента выполняем по условию

$$\sigma_{b,max} < \gamma_{b1} R_b,$$

где $R_b = 22$ МПа при $\gamma_{b2} = 1$; $4,39$ МПа $< 0,825 \cdot 22 = 18,2$ МПа.

Условие выполняется, то есть выносливость сечения по сжатому бетону обеспечена.

Если в бетоне возникают растягивающие напряжения и $\sigma_{bt} > R_{bt}$, площадь приведенного сечения определяется без учета растянутой зоны бетона в соответствии с указанием п. 3.47 [10].

1. Проверяем напряжение в растянутой арматуре A_{sp} . Для этого определяем напряжения в предварительно напрягаемой арматуре после окончания обжатия бетона при $y_{sp} = 648$ мм (см. рис. 2.26).

$$\begin{aligned} \sigma_{sp} &= \sigma_{sp2} - \alpha' \left(\frac{P_2}{A_{red}} + \frac{P_2 e_{op2}}{I_{red}} y_{sp} \right) = \\ &= 792,8 - 10 \frac{909,4 \cdot 10^3}{367 \cdot 10^3} + \frac{909,4 \cdot 10^3 \cdot 435,6}{87198 \cdot 10^6} \cdot 648 = 738,6 \text{ МПа,} \end{aligned}$$

где α' — коэффициент приведения арматуры к бетону с учетом неупругих деформаций в сжатой зоне бетона; при бетоне класса В40 $\alpha' = 10$ (п. 3.47 [10]).

2. Напряжения в арматуре A_{sp} от внешней нагрузки с учетом предварительного напряжения

$$\sigma_s = \sigma_{sp} \pm \alpha' M y_{sp} / I_{red}.$$

При отсутствии крановой нагрузки ($M_l = 179,7$ кН·м)

$$\sigma_{s,min} = 738,6 + 10 \cdot 179,7 \cdot 10^6 \cdot 648 / 87198 \cdot 10^6 = 752 \text{ МПа.}$$

При действии крановой нагрузки ($M = 555,4$ кН·м)

$$\sigma_{s,max} = 738,6 + 10 \cdot 555,4 \cdot 10^6 \cdot 648 / 87198 \cdot 10^6 = 780 \text{ МПа.}$$

3. Определяем коэффициент асимметрии цикла напряжений в растянутой арматуре

$$\rho_s = \sigma_{s,min} / \sigma_{s,max} = 752 / 780 = 0,96.$$

4. По табл. 25 [10] определяем коэффициент условий работы арматуры при многократно повторяющейся нагрузке. Для класса Вр-II при $\rho_s = 0,96$ $\gamma_{s3} = 0,97$.

Коэффициент γ_{s4} (табл. 25 [10]) учитывается при наличии сварных соединений рабочей арматуры. В рассматриваемом случае $\gamma_{s4} = 1$.

5. Расчет на выносливость по растянутой арматуре нормальных к продольной оси элемента сечений выполняется по условию п. 3.48 [10]:

$$\sigma_{s,max} < \gamma_{s3} R_s; \quad 780 \text{ МПа} < 0,97 \cdot 1045 = 1014 \text{ МПа,}$$

то есть выносливость расчетного сечения по растянутой арматуре обеспечена.

Проверка сжатой арматуры на выносливость, согласно п. 3.48 [10], не требуется.

Для конструкций, рассчитываемых на выносливость, выполняют так же проверку трещиностойкости нормальных сечений при действии многократно повторяющихся нагрузок (п. 4.10 [10]).

В рассматриваемом случае этот расчет производить нет необходимости, так как при учете одного крана растягивающие напряжения в бетоне не возникают (см. п. 2.10).

2.10.18. Расчет на выносливость наклонных сечений

В соответствии с п. 3.49 [10] определяем равнодействующую главных растягивающих напряжений, действующих на уровне центра тяжести приведенного сечения, по длине балки.

Расчет сечения в начале уширения стенки на расстоянии $a = 1,15$ м от оси опоры, то есть при $a/l = 1,15/11,75 = 0,098 \approx 0,1$.

1. Действующие поперечные силы в рассматриваемом сечении при $\gamma_f = 1$:

от веса балки и кранового пути:

$$Q_{1g} = kgl = 0,4 \cdot 10,41 \cdot 11,75 = 48,9 \text{ кН},$$

где $k = 0,4$ (рис. 2 к табл. 10 прил. 5); $g = 10,41$ кН/м (см. п. 2.10.3); от крановой нагрузки при действии одного крана

$$Q_{1F} = nkF = 0,6 \cdot 1,425 \cdot 161,5 = 138,1 \text{ кН},$$

где $n = 0,6$ (п. 4.16 [9]); при $\alpha = A/l = 0,375$ $k_0 = 1,625$, $k_6 = 0,425$ (табл. 11 прил. 5) по интерполяции

$$k = \frac{k_0 - k_6}{0,6} \cdot 0,5 + k_6 = \frac{1,625 - 0,425}{0,6} \cdot 0,5 + 0,425 = 1,425.$$

Суммарная поперечная сила от всей нагрузки

$$Q_1 = Q_{1g} + Q_{1F} = 48,9 + 138,1 = 187 \text{ кН}.$$

При определении главных растягивающих напряжений расчет ведем по полному приведенному сечению, так как нормальные трещины в рассматриваемом сечении не образуются. Вычисление всех геометрических характеристик сечения приведено в п. 2.10.13.

2. Нормальные напряжения σ_x от усилия предварительного обжатия P_2 при $\gamma_{sp} < 1$

$$\sigma_x = P_2/A_{red} = 2,48 \text{ МПа (см. п. 2.10.13).}$$

3. Наибольшие и наименьшие касательные напряжения

$$\tau_{xy, \min} = \frac{QS_{red}}{I_{red} b} = \frac{48,9 \cdot 10^3 \cdot 822 \cdot 10^5}{87198 \cdot 10^6 \cdot 140} = 0,33 \text{ МПа};$$

$$\tau_{xy, \max} = \frac{187 \cdot 10^3 \cdot 822 \cdot 10^5}{87198 \cdot 10^6 \cdot 140} = 1,26 \text{ МПа}.$$

4. Поскольку рассматриваемое сечение расположено на расстоянии от опоры $1,15 \text{ м} > 0,7h = 0,7 \cdot 140 = 0,98 \text{ м}$, напряжения $\sigma_y = 0$.

5. Наибольшие и наименьшие главные растягивающие напряжения:

$$\sigma_{mt, min} = \sigma_x/2 + \sqrt{(\sigma_x/2)^2 + \tau_{xy}^2} = -1,24 + \sqrt{1,24^2 + 0,33^2} = -1,24 + 1,28 = 0,04 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mt, max} = -1,24 + \sqrt{1,24^2 + 1,26^2} = -1,24 + 1,77 = 0,53 \text{ МПа}.$$

6. Коэффициент асимметрии цикла для поперечной арматуры

$$\rho_s = \sigma_{mt, min}/\sigma_{mt, max} = 0,04/0,53 = 0,075.$$

7. Коэффициент условий работы поперечной арматуры при многократном повторении нагрузки с коэффициентом $\rho_s = 0,075$ (по интрополяции):

при арматуре класса А-III диаметром 10—40 мм — $\gamma_{s3} = 0,42$ (табл. 25 [10]);

при 2-й группе сварных соединений (крестообразное по поз. 1 прил. 3 [10]) и арматуре класса А-III $\gamma_{s4} = 0,62$ (табл. 26 [10]).

8. Расчетное сопротивление арматуры с учетом коэффициентов условий работы γ_{s3} и γ_{s4}

$$R_s = 0,42 \cdot 0,62 \cdot 365 = 95,1 \text{ МПа}.$$

9. Проверяем условие $\sigma_{mt, max} \leq R_s \mu_w$. Так как

$$\sigma_{mt, max} = 0,53 \text{ МПа} > 95,1 \cdot 0,0028 = 0,27 \text{ МПа},$$

то выносливость наклонных сечений не достаточна. Необходимо увеличивать диаметр или уменьшать шаг поперечной арматуры.

10. Принимаем $s = 200 \text{ мм}$ и определяем равнодействующую главных растягивающих напряжений

$$N_{mt} = \sigma_{mt, max} s b = 0,53 \cdot 200 \cdot 140 = 14840 \text{ Н}.$$

11. Требуемая площадь сечения одного поперечного стержня при $n = 2$

$$A_{sw1} = N_{mt}/(nR_s) = 14840/(2 \cdot 95,1) = 78 \text{ мм}^2.$$

Окончательно принимаем поперечную арматуру диаметром 10 мм ($A_{sw1} = 78,5 \text{ мм}^2$) класса А-III с шагом $s = 200 \text{ мм}$.

Расчет сечения на расстоянии $a = 2,94 \text{ м}$ от оси опоры (1/4 пролета). После выполнения аналогичного предыдущему расчету получим:

$$Q_g = 30,6 \text{ кН}; \quad Q_g + Q_F = 129,9 \text{ кН};$$

$$\sigma_{mt, min} = 0,01 \text{ МПа}; \quad \sigma_{mt, max} = 0,28 \text{ МПа};$$

$$\rho_s = 0,036; \quad \gamma_{s3} = 0,41; \quad \gamma_{s4} = 0,61;$$

$$R_s = 90,8 \text{ МПа}$$

и при сохранении диаметра поперечной арматуры ее шаг может быть увеличен.

Действительно, при $s = 350$ мм

$$\mu_w = nA_{sw1}/(sb) = 2 \cdot 78,5 / (350 \cdot 140) = 0,0032.$$

Тогда

$$\sigma_{mt, max} = 0,28 \text{ МПа} < \mu_w R_s = 0,0032 \cdot 90,8 = 0,291 \text{ МПа}.$$

Условие удовлетворяется, следовательно, выносливость наклонных сечений достаточна.

Окончательно принимаем поперечную арматуру класса А-III диаметром 10 мм с шагом $s = 200$ мм на длине $l/4l \approx 3$ м от опор и $s = 350$ мм в средней части балки.

Для конструкций, рассчитываемых на выносливость, выполняют расчет по образованию наклонных трещин при действии многократно повторяющихся нагрузок по формуле

$$\sigma_{mt} \leq \gamma_{b4} R_{bt, ser},$$

где $R_{bt, ser}$ — вводится с коэффициентом условий работы, учитывающим многократно повторяющуюся нагрузку, $\gamma_{b1} < 1$. В рассматриваемом примере при $\rho_b \approx 0,04 \dots 0,08$ — $\gamma_{b1} = 0,75$ и $R_{bt} = 0,75 \times 2,1 = 1,58$ МПа, что в несколько раз превышает наибольшие главные растягивающие напряжения ($\sigma_{mt} = 0,3 \dots 0,53$ МПа). Очевидно, что проверку трещиностойкости наклонных сечений балки при действии многократно повторяющихся нагрузок производить нет необходимости.

При конструировании подкрановой балки должны учитываться особенности армирования предварительно напряженных элементов.

У опор на длине $0,25h$ от торцов балки устанавливаем дополнительную поперечную арматуру из стали класса А-III, которая должна воспринимать 30 % усилия в продольной напрягаемой арматуре нижней зоны, определяемого расчетом на прочность.

У торцов балок в местах передачи усилия с арматуры на бетон на длине не менее $0,6l_p = 0,6 \cdot 368 = 22$ см устанавливаем дополнительную косвенную арматуру в виде сварных сеток-гребенок.

Армирование подкрановой балки показано на рис. 2.31.

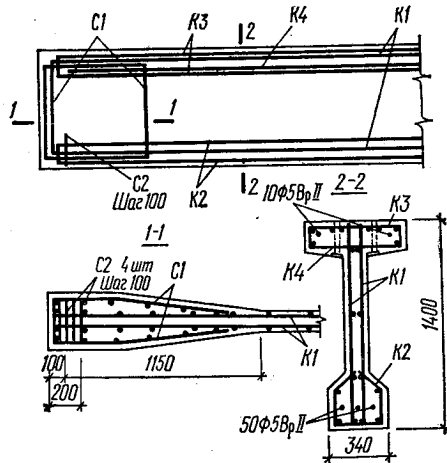


Рис. 2.31 Армирование подкрановой балки

2.11. РАМЫ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

Рамы одноэтажных промышленных зданий являются статически неопределимыми системами и рассчитываются, как правило, с использованием ЭВМ. Допускается использование приближенных инженер-

ных методов расчета, основанных на методах сил или деформаций. Расчет выполняют либо по формулам, либо по таблицам, имеющимся в справочной литературе [13, 16].

Для расчета составляют расчетную схему, на которой указывают размеры рамы в осях и действующие нагрузки. Если уклон стропильной конструкции не превышает $1/12$, то в расчетной схеме ригель считают горизонтальным. Стойки рам принимают жестко заземленными в фундаментах и шарнирно опертыми на покрытие с учетом или без учета смещения. Возможен учет поворота фундамента, что приводит к уменьшению моментов в заземлении.

Рамы с тремя и более пролетами рассчитывают на местные нагрузки типа крановых как несмещаемые. При этом расчет рамы заменяют расчетом колонн, опертых шарнирно-неподвижно на диск покрытия. В учебных проектах допускается рассчитывать двухпролетные рамы с покрытием в одном уровне как несмещаемые. Расчет рам на нагрузки от собственного веса в силу их симметричности также выполняют без учета смещения.

Ветровая нагрузка действует на каждую раму, поэтому диск покрытия не изгибается, а смещается, и раму, независимо от числа пролетов, рассчитывают как смещаемую.

Если в покрытии используют подстропильные конструкции, шаг колонн по средним рядам равен 12 м, а по крайним — 6 м. В этом случае вырезают условную раму-блок шириной 12 м, в которую входят одна колонна по среднему ряду и две — по крайнему.

2.12. СТАТИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ ТРЕХПРОЛЕТНОЙ ПОПЕРЕЧНОЙ РАМЫ

Ниже выполнен статический расчет трехпролетной поперечной рамы одноэтажного производственного здания с пролетами 18 м и высотой цеха до низа стропильных конструкций 10,8 м (рис. 2.32,а). В покрытии применены подстропильные фермы, поэтому шаг колонн по осям *Б* и *В* равен 12 м, а по осям *А* и *Г* — 6 м (рис. 2.32,б).

Плиты покрытия размером 3×6 м опираются на безраскосные фермы пролетом 18 м. Пролет подстропильных ферм 12 м. Колонны по осям *А* и *Б* приняты прямоугольного сечения: надкрановая часть 400×380 мм, подкрановая часть 400×600 мм. Колонны средних рядов имеют прямоугольное сечение надкрановой части размером 500×600 мм и двутавровое сечение подкрановой части размером по контуру 500×800 мм.

Подкрановые балки железобетонные: по осям *А* и *Г* пролетом 6 м и высотой сечения 1000 мм; по осям *Б* и *В* пролетом 12 м и высотой сечения 1400 мм.

Высоту верхней и нижней части колонн, вводимую в расчет, определяем исходя из отметки низа стропильной фермы, габаритного размера крана по высоте $H = 2400$ мм [2], зазора между фермой и краном, равного 100 мм, высоты подкранового пути — 200 мм, высоты подкрановой балки и отметки верхнего обреза фундамента — 0,15 м.

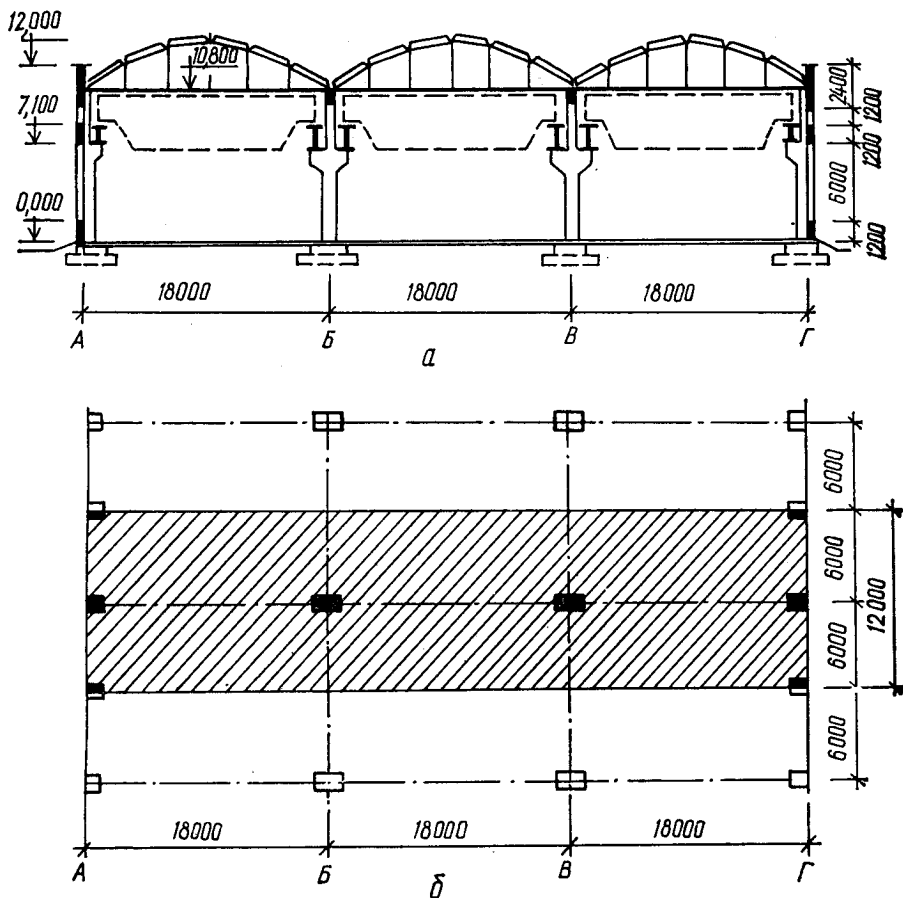


Рис. 2.32. Поперечная рама одноэтажного промышленного здания и фрагмент плана:

а — поперечный разрез; *б* — условная рама-блок.

По осям *А* и *Г*: $l_1 = 2400 + 100 + 200 + 1000 = 3700$ мм;
 $l_2 = 10800 - 3700 + 150 = 7250$ мм.

Полная высота колонн $l = 3700 + 7250 = 10950$ мм.

По осям *Б* и *В*: $l_3 = 2400 + 100 + 200 + 1400 = 4100$ мм;
 $l_4 = 10800 - 4100 + 150 = 6850$ мм.

Полная высота колонн $l = 4100 + 6850 = 10950$ мм.

Стены здания из панелей, остекление ленточное. Поэтому нагрузка от верхних рядов стеновых панелей и остекления передается на колонны на уровне подкрановых консолей. Нижний ряд стеновых панелей опирается на фундаментную балку, а нагрузка от него и остекления передается на фундамент (рис. 2.33, *д*).

Соединение стропильных и подстропильных ферм с колоннами принято шарнирным. В связи с тем, что шаг колонн по крайним рядам

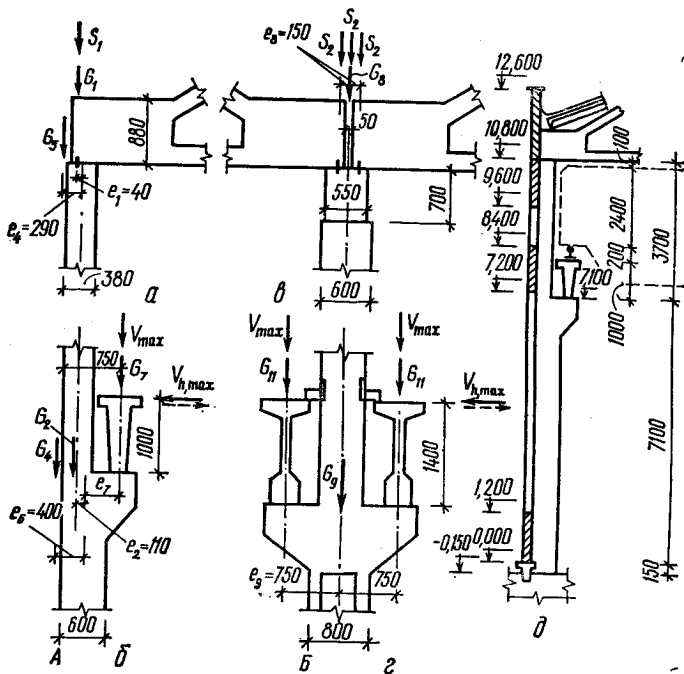


Рис. 2.33. Узлы рамы и разрез стены

принят равным 6 м, а по средним — 12 м, в расчетную схему включена условная рама (см. рис. 2.32,б). В раму-блок входят по одной колонне по средним осям и по две колонны по крайним. Таким образом, учтено, что по крайним осям работает в блоке одна колонна по его оси и две половины, расположенные по границам блока. Поэтому при сборе нагрузок и определении моментов инерции учитываем две колонны по крайним осям, а при подборе арматуры для этих колонн расчетные усилия делятся пополам.

С учетом симметрии для расчета поперечника достаточно определить усилия от всех видов нагрузок только в колоннах по осям А и Б. Для выявления наиболее невыгодных, но реальных сочетаний усилий в колоннах раму поперечника рассчитываем отдельно на каждый вид загрузки.

2.12.1. Определение нагрузок на раму-блок

Поперечная рама-блок воспринимает следующие нагрузки (рис. 2.34): *постоянные* от массы всех конструкций и кровли ($G_1—G_{11}$); *временные* — от снега (S_1, S_2); вертикальную от мостовых кранов (V_{max}); горизонтальную от поперечного торможения кранов ($V_{h,max}$); ветровую распределенную, активную и отсос (w_{max}, w_{min}); ветровую сосредоточенную, воспринимаемую стеной, расположенной выше верха колонны (W_{max}, W_{min}).

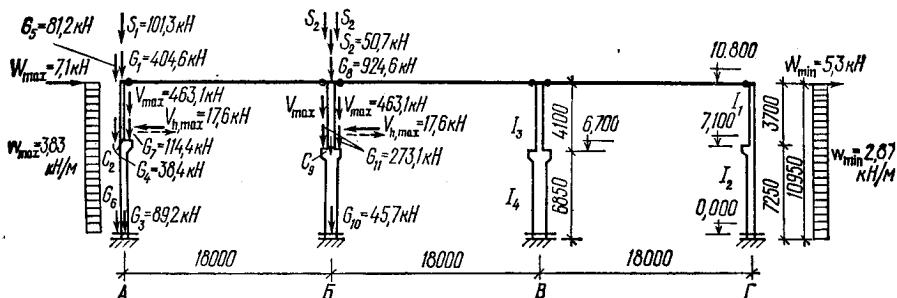


Рис. 2.34. Расчетная схема поперечной рамы

Нагрузки от покрытия собираем с грузовой площади, равной 9×12 м для крайних колонн и 18×12 м — для средних. Нагрузки от массы подкрановых балок, подкрановых путей, стеновых панелей, от ветровой нагрузки собираем с полосы 12 м, равной ширине рамы-блока.

Места приложения сосредоточенных сил устанавливаем по конструктивным решениям узлов на рабочих чертежах (рис. 2.33).

Вертикальные и горизонтальные нагрузки на колонны от кранов находим по линиям влияния опорных реакций подкрановых балок.

Все нагрузки определяем с учетом коэффициента надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$.

Постоянные нагрузки. Расчетные нагрузки:

на каждую колонну по оси A от веса покрытия принята по примеру расчета безраскосной стропильной фермы (п. 2.6, реакция фермы) $G = 202,3$ кН;

на две колонны рамы-блока по оси A

$$G_1 = 202,3 \cdot 2 = 404,6 \text{ кН};$$

от веса надкрановой части двух колонн

$$G_2 = 0,38 \cdot 0,4 \cdot 3,7 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot 2 \cdot 0,95 = 28,8 \text{ кН};$$

то же, от подкрановой части

$$G_3 = 0,6 \cdot 0,4 \cdot 7,25 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot 2 \cdot 0,95 = 89,2 \text{ кН};$$

от стеновых панелей из керамзитобетона ($\gamma = 1,1$ т/м³) и заполнения оконных проемов ($0,04$ т/м²) от отметки 7,2 м до 9,6 м

$$G_4 = (1,2 \cdot 0,2 \cdot 12 \cdot 1,1 \cdot 9,81 + 1,2 \cdot 12 \cdot 0,04 \cdot 9,81) \cdot 1,1 \times 0,95 = 38,4 \text{ кН};$$

то же, от отметки 9,6 м до 12,6 м

$$G_5 = 3 \cdot 0,2 \cdot 12 \cdot 1,1 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 81,2 \text{ кН};$$

от стеновых панелей и заполнения оконных проемов, передающаяся через фундаментные балки на два фундамента,

$$G_6 = (1,2 \cdot 0,2 \cdot 12 \cdot 1,1 \cdot 9,81 + 6 \cdot 12 \cdot 0,04 \cdot 9,81) \cdot 1,1 \times 0,95 = 62 \text{ кН};$$

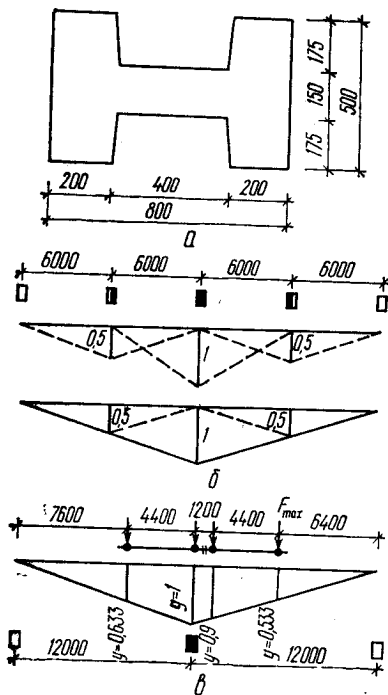


Рис. 2.35. Сечение колонны по оси B и линии влияния опорных реакций подкрановых балок:

a — сечение колонны; b — линия влияния для колонны по оси A ; $в$ — линия влияния для колонны по оси B

от подкрановых балок и подкранового пути ($g = 1,96$ кН/м)

$$G_7 = \{ [0,6 \cdot 0,12 + 0,25 (1 - 0,12)] / 2,5 \cdot 9,81 + 1,96 \} 12 \cdot 1,1 \times 0,95 = 114,4 \text{ кН};$$

от массы покрытия на колонну по оси B — равна двум реакциям подстропильных ферм (см. п. 2.8, расчет подстропильной фермы):

$$G_8 = 924,6 \text{ кН};$$

от массы надкрановой части колонны без массы опорной части подстропильной фермы высотой 700 мм

$$G_9 = 0,5 \cdot 0,6 (4,1 - 0,7) \cdot 2,5 \times 9,81 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 26,1 \text{ кН};$$

то же, подкрановой части без учета технологических скосов и массы консолей (рис. 2.35,а)

$$G_{10} = (0,15 \cdot 0,8 + 4 \cdot 0,175 \cdot 0,2) \times 6,85 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 45,7 \text{ кН};$$

от массы двух подкрановых балок и кранового пути (см. п. 2.10, расчет подкрановой балки)

$$G_{11} = 11,98 \cdot 12 \cdot 2 \cdot 0,95 = 273,1 \text{ кН}.$$

Временные нагрузки. Снеговая нагрузка на две колонны по оси A , приложенная в виде реакции от двух стропильных ферм (см. п. 2.6, расчет безраскосной стропильной фермы),

$$S_1 = 50,65 \cdot 2 = 101,3 \text{ кН}.$$

Снеговая нагрузка на колонну по оси B при загрузении пролета AB или BB :

от стропильной фермы $S_2 = 50,7$ кН;

от двух подстропильных ферм при одностороннем загрузении

$$S_2 = 50,7 \text{ кН}.$$

Крановые нагрузки от двух мостовых электрических кранов грузоподъемностью 20/5 т (см. п. 2.10, расчет подкрановой балки пролетом 12 м).

Вертикальная нагрузка на одно колесо при $\gamma_f = 1$ $F_{max} = 161,5$ кН.

Горизонтальная при $\gamma_f = 1$ $F_{h,max} = 6,13$ кН.

Расчетное максимальное давление от кранов на колонны определяем по линиям влияния опорных реакций. Рама-блок включает две колонны крайнего ряда — одну по центру рамы и две колонны по границам, которые работают также и на соседние блоки. Общая линия влияния состоит из трех, показанных пунктиром (рис. 2.35,б). Как видно из рисунка, при суммировании ординат получим обычную линию влияния для колонн с шагом 12 м. При расчете на действие одновременно двух сближенных кранов учтен коэффициент сочетания нагрузок $\gamma = 0,85$.

Максимальное давление от кранов на две колонны крайнего и колонну среднего ряда определяем по линии влияния опорной реакции (рис. 2.35,в)

$$V_{max} = F_{max} \gamma_s \gamma \sum y = 161,5 \cdot 1,1 \cdot 0,85 \frac{7,6 + 12 + 10,8 + 6,4}{12} = 463,1 \text{ Кн.}$$

По этой же линии определяем максимальное горизонтальное усилие от поперечного торможения кранов

$$\begin{aligned} V_{h, max} &= F_{h, max} \gamma_f \gamma \sum y = \\ &= 6,13 \cdot 1,1 \cdot 0,85 \frac{7,6 + 12 + 10,8 + 6,4}{12} = 17,6 \text{ кН.} \end{aligned}$$

Горизонтальная нагрузка от продольного торможения кранов воспринимается вертикальными связями, расположенными в середине температурного блока.

Ветровую нагрузку в пределах высоты колонны (10,8 \approx 10 м) принимаем равномерно распределенной, равной для II климатического района 0,35 кН/м². Выше верха колонны ветровую нагрузку учитываем как сосредоточенную силу W , в пределах отметок 10,8—12,6 м и приложенную на уровне верха колонны.

Ветровая нагрузка на высоте от 10 до 20 м увеличивается на 25 % [9]. Это учитываем коэффициентом

$$k = 1 + \frac{1,25 - 1}{10 \cdot 2} (12,6 - 10) = 1,03.$$

Аэродинамические коэффициенты для наружных стен: с наветренной стороны $c = 0,8$; с подветренной — $c = 0,6$. Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$.

Расчетная ветровая равномерно распределенная нагрузка на две колонны крайнего ряда рамы-блока до отметки 10,8 м: с наветренной стороны

$$\omega_{max} = 0,35 \cdot 0,8 \cdot 1,2 \cdot 12 \cdot 0,95 = 3,83 \text{ кН/м;}$$

с подветренной стороны

$$\omega_{min} = 0,35 \cdot 0,6 \cdot 1,2 \cdot 12 \cdot 0,95 = 2,87 \text{ кН/м.}$$

Сосредоточенная ветровая нагрузка на уровне 10,8 м: с наветренной стороны

$$W_{max} = 0,35 \cdot 1,03 \cdot 0,8 \cdot 1,2 \cdot 12 (12,6 - 10,8) \cdot 0,95 = 7,1 \text{ кН;}$$

с подветренной стороны

$$W_{min} = 0,35 \cdot 1,03 \cdot 0,6 \cdot 1,2 \cdot 12(12,6 - 10,8) \cdot 0,95 = 5,3 \text{ кН};$$

суммарная

$$W = W_{max} + W_{min} = 7,1 + 5,3 = 12,4 \text{ кН.}$$

Расчетная схема рамы с нагрузками приведена на рис. 2.34. Трехпролетная рама с ригелем в одном уровне на местные нагрузки типа крановых, а также на симметричные нагрузки от веса конструкций и снега может быть рассчитана как несмещаемая. При этом расчет рамы сводится к расчету отдельных колонн, а степень статической неопределенности снижается с 3 до 1.

На ветровую нагрузку раму рассчитываем как смещаемую. За лишние неизвестные принимаем опорные реакции на уровне верха колонн.

Ниже приведен расчет рамы, опорные реакции определены по табл. 13—17 прил. 6.

Геометрические характеристики сечений колонн. Момент инерции сечений двух колонн крайнего ряда:
для надкрановой части

$$I_1 = \frac{400 \cdot 380^3}{12} \cdot 2 = 36,58 \cdot 10^8 \text{ мм}^4;$$

для подкрановой части

$$I_2 = \frac{400 \cdot 600^3}{12} \cdot 2 = 144 \cdot 10^8 \text{ мм}^4.$$

Момент инерции сечений колонны среднего ряда:
для надкрановой части

$$I_3 = \frac{500 \cdot 600^3}{12} = 90 \cdot 10^8 \text{ мм}^4;$$

для подкрановой части

$$I_4 = \frac{500 \cdot 800^3}{12} - \frac{175 \cdot 400^3}{12} \cdot 2 = 194,7 \cdot 10^8 \text{ мм}^4.$$

2.12.2. Определение усилий в сечениях колонн по оси А

Постоянные нагрузки. Нагрузка от опорной реакции стропильной фермы приложена на уровне верхней грани колонны посередине зоны опирания на расстоянии 150 мм от разбивочной оси.

Эксцентриситет приложения нагрузки

$$e_1 = h_1/2 - 150 = 380/2 - 150 = 40 \text{ мм} = 0,04 \text{ м.}$$

Смещение геометрических осей надкрановой и подкрановой частей колонны по оси А

$$e_2 = (h_2 - h_1) / 2 = (600 - 380) / 2 = 110 \text{ мм} = 0,11 \text{ м.}$$

Расчетный эксцентриситет нагрузки от опорной реакции на уровне подкрановой консоли

$$e_3 = e_1 + e_2 = 0,04 + 0,11 = 0,15 \text{ м.}$$

Отношение моментов инерции

$$n = I_1/I_2 = 36,58 \cdot 10^8/144 \cdot 110^8 = 0,254.$$

Значению n в таблицах соответствует α .

Отношение высоты надкрановой части колонны к полной высоте

$$\lambda = l_1/l = 3700/10950 = 0,338.$$

По табл. 13 прил. 6 при $n = 0,254$ и $\lambda = 0,338$ определяем коэффициенты: при $y = 0$, $k_1 = 1,816$; при $y = l_1$, $\bar{k}_1 = 1,15$ (по интерполяции).

Нагрузка от массы покрытия $G_1 = 404,6$ кН.

Реакцию R_B определяем по формуле

$$R_B = \frac{G_1}{l} (-k_1 e_1 - \bar{k}_1 e_2) = \\ = \frac{404,6}{10,95} (-1,816 \cdot 0,04 - 1,150 \cdot 0,11) = -7,36 \text{ кН}$$

(в таблицах положительное направление справа налево).

Изгибающие моменты (рис. 2.36,а):

$$M_1 = 404,6 \cdot (-0,04) = -16,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = -404,6 \cdot 0,04 + 7,36 \cdot 3,7 = 11,1 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = -404,6 \cdot 0,15 + 7,36 \cdot 3,7 = -33,5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = -404,6 \cdot 0,15 + 7,36 \cdot 10,95 = 19,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Продольная сила $N = G_1 = 404,6$ кН.

Поперечная сила $Q_4 = -R_B = 7,36$ кН.

Знаки перед эксцентриситетами соответствуют знакам моментов. Положительное значение момента принято при направлении вращения по часовой стрелке. Поэтому e_1 и e_2 учтены со знаком минус.

Нагрузка от массы стеновых панелей в пределах отметок 9,600—12,600 м $G_5 = 81,2$ кН приложена на уровне верха колонны с эксцентриситетом $e_4 = (380 + 200) / 2 = 290$ мм = 0,29 м.

Расчетный эксцентриситет на уровне подкрановой консоли $e_5 = 0,29 + 0,11 = 0,4$ м.

Реакция

$$R_B = \frac{G_5}{l} (-k_1 e_4 - \bar{k}_1 e_2) = \\ = \frac{81,2}{10,95} (-1,816 \cdot 0,29 - 1,150 \cdot 0,11) = -4,85 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты (рис. 2.36,б):

$$M_1 = 81,2 \cdot (-0,29) = -23,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = -81,2 \cdot 0,29 + 4,85 \cdot 3,7 = -5,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = -81,2 \cdot 0,4 + 4,85 \cdot 3,7 = -14,5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = -81,2 \cdot 0,4 + 4,85 \cdot 10,95 = 20,6 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

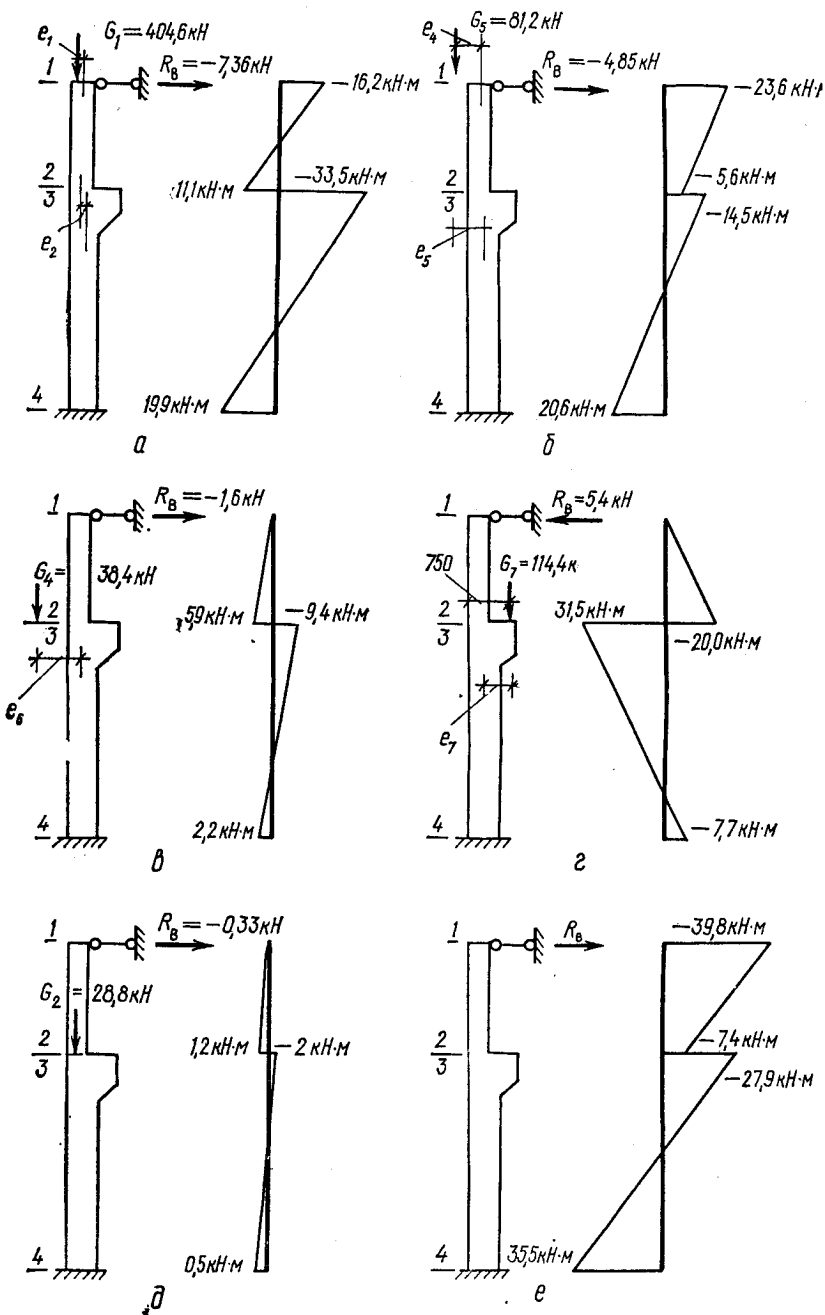


Рис. 2.36. К расчету колонны по оси А

Продольная сила $N = G_5 = 81,2$ кН.

Поперечная сила $Q_4 = -R_B = 4,85$ кН.

Нагрузка от веса стеновых панелей и заполнения оконных проемов в пределах отметок 7,200 — 9,600 м $G_4 = 38,4$ кН приложена на уровне подкрановой консоли с эксцентриситетом

$$e_6 = (600 + 200) / 2 = 400 \text{ мм} = 0,4 \text{ м.}$$

По табл. 13 прил. 6 $n = 0,254$ и $\lambda = 0,338$ для $y = 1l_1$ по интерполяции $k_2 = 1,15$.

$$\text{Реакция } R_B = k_2 \frac{G_4 e_6}{l} = 1,15 \frac{38,4 \cdot (-0,4)}{10,95} = -1,6 \text{ кН.}$$

Изгибающие моменты (рис. 2.36, в):

$$M_1 = 0;$$

$$M_2 = 1,6 \cdot 3,7 = 5,9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = -38,4 \cdot 0,4 + 1,6 \cdot 3,7 = -9,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = -38,4 \cdot 0,4 + 1,6 \cdot 10,95 = 2,2 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Продольная $N = G_4 = 38,4$ кН.

Поперечная сила $Q_4 = -R_B = 1,6$ кН.

Нагрузка от массы стеновых панелей и заполнения оконных проемов в пределах отметок 0,000 — 7,200 м $G_6 = 62$ кН передается через фундаментные балки на два фундамента с эксцентриситетом $e_8 = 0,4$ м.

Нагрузка от массы подкрановых балок и подкранового пути $G_7 = 114,4$ кН приложена с эксцентриситетом $e_7 = 750 - 600/2 = 450$ мм = 0,45 м.

$$\text{Реакция } R_B = k_2 \frac{G_7 e_7}{l} = 1,15 \frac{114,4 \cdot 0,45}{10,95} = 5,4 \text{ кН.}$$

Изгибающие моменты (рис. 2.36, г):

$$M_1 = 0;$$

$$M_2 = -5,4 \cdot 3,7 = -20 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = 114,4 \cdot 0,45 - 5,4 \cdot 3,7 = 31,5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = 114,4 \cdot 0,45 - 5,4 \cdot 10,95 = -7,7 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Продольная сила $N = G_7 = 114,4$ кН.

Поперечная сила $Q_4 = -R_B = -5,4$ кН.

Нагрузка от веса надкрановой части колонн $G_2 = 28,8$ кН приложена на уровне подкрановой ступени с эксцентриситетом $e_2 = 0,11$ м.

$$\text{Реакция } R_B = k_2 \frac{G_2 e_2}{l} = 1,15 \frac{28,8 \cdot (-0,11)}{10,95} = -0,33 \text{ кН.}$$

Изгибающие моменты (рис. 2.36, д):

$$M_1 = 0;$$

$$M_2 = 0,33 \cdot 3,7 = 1,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = -28,8 \cdot 0,11 + 0,33 \cdot 3,7 = -2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = -28,8 \cdot 0,11 + 0,33 \cdot 10,95 = 0,5 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Продольная сила $N = G_2 = 28,8$ кН.

Поперечная сила $Q_4 = -R_B = 0,33$ кН.

Таблица 2.11

Конструкции	Усилия в сечениях (M, кН·м; N, кН)								
	1-1		2-2		3-3		4-4		
	M	N	M	N	M	N	M	N	Q
Покрытие	-16,2	404,6	11,1	404,6	-33,5	404,6	19,9	404,6	7,36
Стеновые панели в отметках 9,6—12,6 м	-23,6	81,2	-5,6	81,2	-14,5	81,2	20,6	81,2	4,85
Стеновые панели и остекление проемов в отметках 7,2—9,6 м	—	—	5,9	—	-9,4	38,4	2,2	38,4	1,6
Подкрановые балки	—	—	-20	—	31,5	114,4	-7,7	114,4	-5,4
Надкрановая часть двух колонн	—	—	1,2	28,8	-2,0	28,8	0,5	28,8	0,33
Подкрановая часть двух колонн	—	—	—	—	—	—	—	89,2	—
Суммарные усилия	-39,8	485,8	-7,4	514,6	-27,9	667,4	35,5	756,0	8,74

Нагрузку от веса подкрановой части колонны $G_3 = 89,2$ кН прикладываем в сечении 4 без эксцентриситета. Усилия от постоянных нагрузок в двух колоннах крайнего ряда сводим в табл. 2.11 для определения суммарных величин (рис. 2.36,е)

Временные нагрузки. Расчетная снеговая нагрузка, передающаяся на колонны крайнего ряда в виде реакций двух стропильных ферм, равна $S_1 = 101,3$ кН и приложена к верхней грани колонн с эксцентриситетом $e_1 = 0,04$ м. Следовательно, как и при расчете на нагрузку от массы покрытия, $k_1 = 1,816$ и $\bar{k}_1 = 1,15$.

$$R_B = \frac{S_1}{l} (-k_1 e_1 - \bar{k}_1 e_2) = \frac{101,3}{10,95} (-1,816 \cdot 0,04 - 1,15 \cdot 0,11) = -1,84 \text{ кН.}$$

Изгибающие моменты (рис. 2.37,а):

$$\begin{aligned} M_1 &= 101,3 \cdot (-0,04) = -4,1 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ M_2 &= -101,3 \cdot 0,04 + 1,84 \cdot 3,7 = 2,8 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ M_3 &= -101,3 \cdot 0,15 + 1,84 \cdot 3,7 = -8,4 \text{ кН} \cdot \text{м}; \\ M_4 &= -101,3 \cdot 0,15 + 1,84 \cdot 10,95 = 5 \text{ кН} \cdot \text{м}. \end{aligned}$$

Продольная сила $N = S_1 = 101,3$ кН.

Поперечная сила $Q_4 = -R_B = 1,84$ кН.

Крановая вертикальная нагрузка $V_{max} = 463,1$ кН приложена к консолям колонн крайнего ряда с эксцентриситетом $e_2 = 0,45$ м (аналогично нагрузке от массы подкрановых балок и подкранового пути). Поэтому коэффициент $k_2 = 1,15$;

$$R_B = k_2 \frac{V_{max} e_2}{l} = 1,15 \frac{463,1 \cdot 0,45}{10,95} = 21,9 \text{ кН.}$$

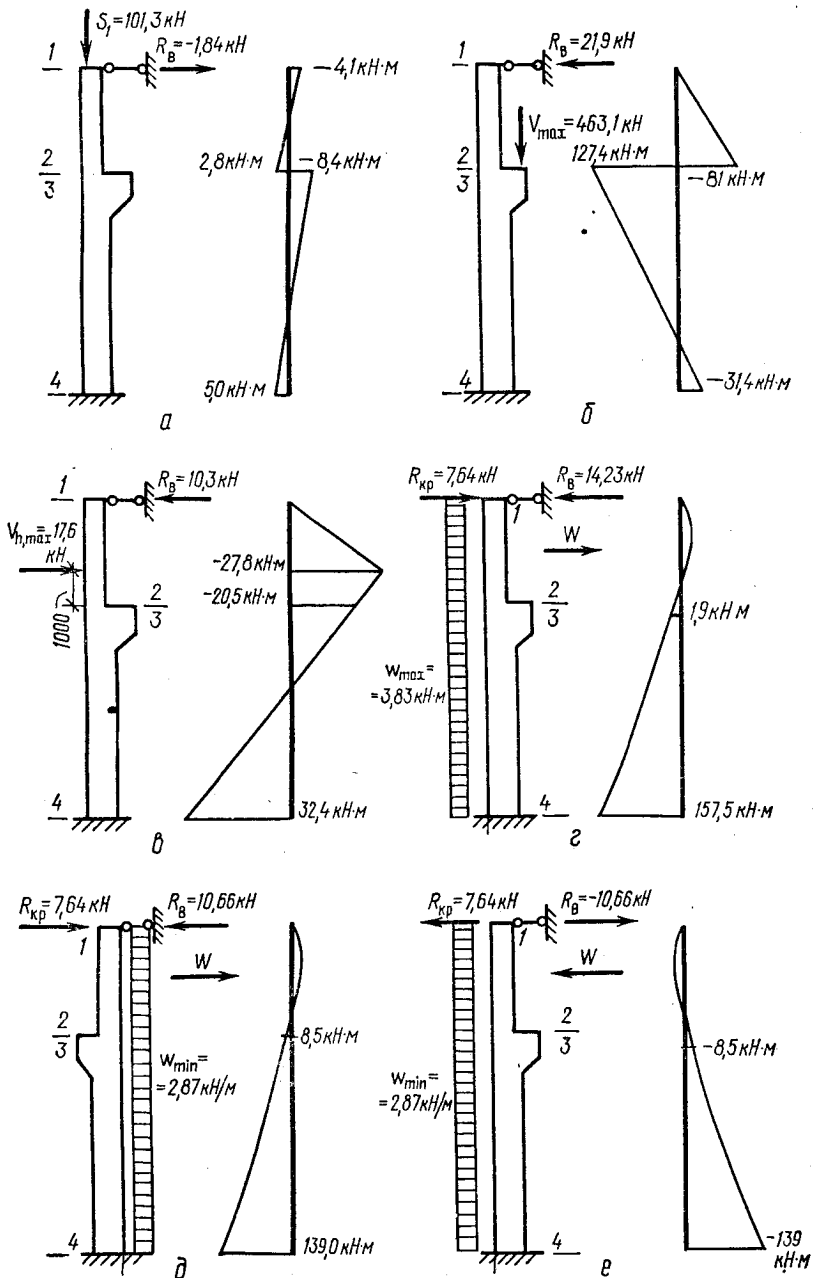


Рис. 2.37. К расчету колонны по оси А

Изгибающие моменты (рис. 2.37,б):

$$M_1 = 0;$$

$$M_2 = -21,9 \cdot 3,7 = -81 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_3 = 463,1 \cdot 0,45 - 21,9 \cdot 3,7 = 127,4 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = 463,1 \cdot 0,45 - 21,9 \cdot 10,95 = -31,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Продольная сила $N = V_{max} = 463,1 \text{ кН}$.

Поперечная сила $Q_4 = -R_B = -21,9 \text{ кН}$.

Крановая горизонтальная нагрузка от поперечного торможения $V_{h,max} = 17,6 \text{ кН}$ приложена к колоннам крайнего ряда на уровне верхней грани подкрановой балки, то есть на 1 м выше отметки подкрановой консоли колонн.

По табл. 15 прил. 6 при $n = 0,254$,

$$y = \frac{3,7 - 1}{3,7} = 0,73 \text{ определяем по интерполяции } k_3 = 0,583.$$

$$R_B = k_3 V_{h,max} = 0,583 \cdot 17,6 = 10,3 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты (рис. 2.37,в):

$$M_1 = 0;$$

$$M_2 = M_3 = 17,6 \cdot 1 - 10,3 \cdot 3,7 = -20,5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = 17,6 \cdot (10,95 - 2,7) - 10,3 \cdot 10,95 = 32,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

В точке приложения силы

$$M = -10,3 \cdot 2,7 = -27,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Продольная сила $N = 0$.

Поперечная сила $Q_4 = 17,6 - 10,3 = 7,3 \text{ кН}$.

При действии силы $V_{h,max}$ справа налево усилия M и Q меняют знак.

Ветровая нагрузка. Как указано выше, на ветровую нагрузку необходимо рассчитывать раму, а не отдельно стоящие, несмещаемые колонны. В колоннах средних рядов по осям B и B возникают изгибающие моменты только от смещения, в то время как в колоннах крайних рядов по осям A и Γ моменты возникнут как от смещения, так и от поперечного изгиба.

Принимаем, что ветровая нагрузка действует на раму слева направо. Накладываем фиктивные связи на верхние опоры крайних колонн и определяем в них горизонтальные реакции R_B .

По табл. 17 прил. 6 при $n = 0,254$ и $\lambda = 0,338$ по интерполяции $k'_7 = 0,344$.

Горизонтальная реакция в колоннах по оси A на отметке 10,800 м

$$R_B = k'_7 \omega_{max} H = 0,344 \cdot 3,83 \cdot 10,8 = 14,23 \text{ кН}.$$

Горизонтальная реакция в колоннах по оси Γ

$$R_B = k'_7 \omega_{min} H = 0,344 \cdot 2,87 \cdot 10,8 = 10,66 \text{ кН}.$$

Усилие в фиктивных связях

$$R = \sum R_B + W = 14,23 + 10,66 + 12,4 = 37,3 \text{ кН},$$

где W — суммарная сосредоточенная ветровая нагрузка на отметке 10,800 м.

Отбрасывая фиктивные связи, распределим усилия пропорционально жесткости колонн. Для этого по табл. 18 прил. 6 коэффициент k_9 определяем:

при $n = 0,254$ и $\lambda = 0,338$ по интерполяции для колонн по осям A и Γ $k_9^{KP} = 2,633$;

при $n = I_3/I_4 = 90 \cdot 10^8/194,7 \cdot 10^8 = 0,462$ и $\lambda = I_3/l = 4100/10950 = 0,374$ для колонн по осям B и B $k_9^P = 2,81$.

Усилия в фиктивных связях, воспринимаемые колоннами с учетом их жесткости:

по осям A и Γ

$$R_{кр} = -R \frac{k_9^{KP} I_2}{\sum k_9 I} = -37,3 \frac{2,633 \cdot 144 \cdot 10^8}{(2,633 \cdot 144 + 2,810 \cdot 194,7) \cdot 10^8 \cdot 2} = -7,64 \text{ кН};$$

по осям B и B

$$R_{ср} = -R \frac{k_9^{CP} I_4}{\sum k_9 I} = -37,3 \frac{2,81 \cdot 194,7 \cdot 10^8}{(2,633 \cdot 144 + 2,810 \cdot 194,7) \cdot 10^8 \cdot 2} = -11,02 \text{ кН}.$$

Коэффициент 2 учитывает, что в поперечнике две средних колонны и две крайних, состоящих также из двух колонн.

Определяем усилия от ветровой нагрузки в расчетных сечениях колонн по оси A .

Изгибающие моменты (рис. 2.37,з):

$$M_1 = 0;$$

$$M_2 = M_3 = (7,64 - 14,23) \cdot 3,7 + \frac{3,83 \cdot 3,7^2}{2} = 1,9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = (7,64 - 14,23) \cdot 10,95 + \frac{3,83 \cdot 10,95^2}{2} = 157,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Продольная сила $N = 0$.

Поперечная сила $Q = 7,64 - 14,23 + 3,83 \cdot 10,8 = 34,8 \text{ кН}$.

Определяем усилия в сечениях колонн по оси Γ .

Изгибающие моменты (рис. 2.37,д):

$$M_1 = 0;$$

$$M_2 = M_3 = (7,64 - 10,66) \cdot 3,7 + \frac{2,87 \cdot 3,7^2}{2} = 8,5 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_4 = (7,64 - 10,66) \cdot 10,95 + \frac{2,87 \cdot 10,95^2}{2} = 139 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Продольная сила $N = 0$.

Поперечная сила $Q_4 = 7,64 - 10,66 + 2,87 \cdot 10,8 = 28 \text{ кН}$.

При направлении ветра справа налево моменты поменяют знаки, а колонны — номера осей. В колоннах по оси A возникнут моменты такие же, как в колоннах по оси Γ , но с обратным знаком (рис. 2.37, e).

2.12.3. Определение усилий в сечениях колонн по оси B

Усилия определяем аналогично усилиям в колоннах по оси A . Расчет упрощаем за счет симметричного приложения нагрузок, равных пролетов, а также за счет отсутствия нагрузок от стенового ограждения. Если пролеты не равны, то возникнут моменты от веса покрытия. В нашем случае нагрузки от веса покрытия, подкрановых балок и подкранового пути приложены симметрично и изгибающих моментов не вызывают. Нагрузка от веса колонны приложена по ее оси. В связи с этим, в сечениях колонны по оси B от постоянных нагрузок возникнут в стадии эксплуатации только продольные силы N .

Продольные силы (см. сбор нагрузок):

$$N_5 = G_8 = 924,6 \text{ кН};$$

$$N_6 = G_8 + G_9 = 924,6 + 26,1 = 950,7 \text{ кН};$$

$$N_7 = G_8 + G_9 + G_{11} = 924,6 + 26,1 + 273,1 = 1224 \text{ кН};$$

$$N_8 = G_8 + G_9 + G_{11} + G_{10} = 924,6 + 26,1 + 273,1 + 45,7 = 1270 \text{ кН}.$$

Определяя одностороннюю снеговую нагрузку, принимаем, что при загрузении покрытия в осях AB часть снеговой нагрузки $S_2 = 50,7 \text{ кН}$ передается подстропильной фермой центрально по оси колонны. Вторая часть равная $S_2 = 50,7 \text{ кН}$ передается на колонну в виде реакции стропильной фермы с эксцентриситетом $e_8 = 0,15 \text{ м}$ (расстояние от оси колонны до анкерных болтов, к которым крепят стропильную ферму (см. рис. 2.33, δ)).

Расчет выполняем, используя табл. 13 прил. 6: при $n = 0,462$ и $\lambda = 0,374$ (см. расчет рамы на ветровую нагрузку) $k_1 = 1,645$; \bar{k}_1 не определяем, так как $e_2 = 0$ (ось колонны не имеет излома);

$$R_B = \frac{S_2}{l} (-k_1 e_8 - \bar{k}_1 e_2) = \frac{50,7}{10,95} (-1,645 \cdot 0,15) = -1,14 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты (рис. 2.38, a):

$$M_5 = -50,7 \cdot 0,15 = -7,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_6 = M_7 = -50,7 \cdot 0,15 + 1,14 \cdot 4,1 = -2,9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_8 = -50,7 \cdot 0,15 + 1,14 \cdot 10,95 = 4,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Продольная сила $N = 2S_2 = 2 \cdot 50,7 = 101,4 \text{ кН}$.

Поперечная сила $Q_8 = -R_B = 1,14 \text{ кН}$.

Крановая вертикальная нагрузка $V_{max} = 463,1 \text{ кН}$ приложена к консоли колонны с эксцентриситетом $e_9 = 0,75 \text{ м}$.

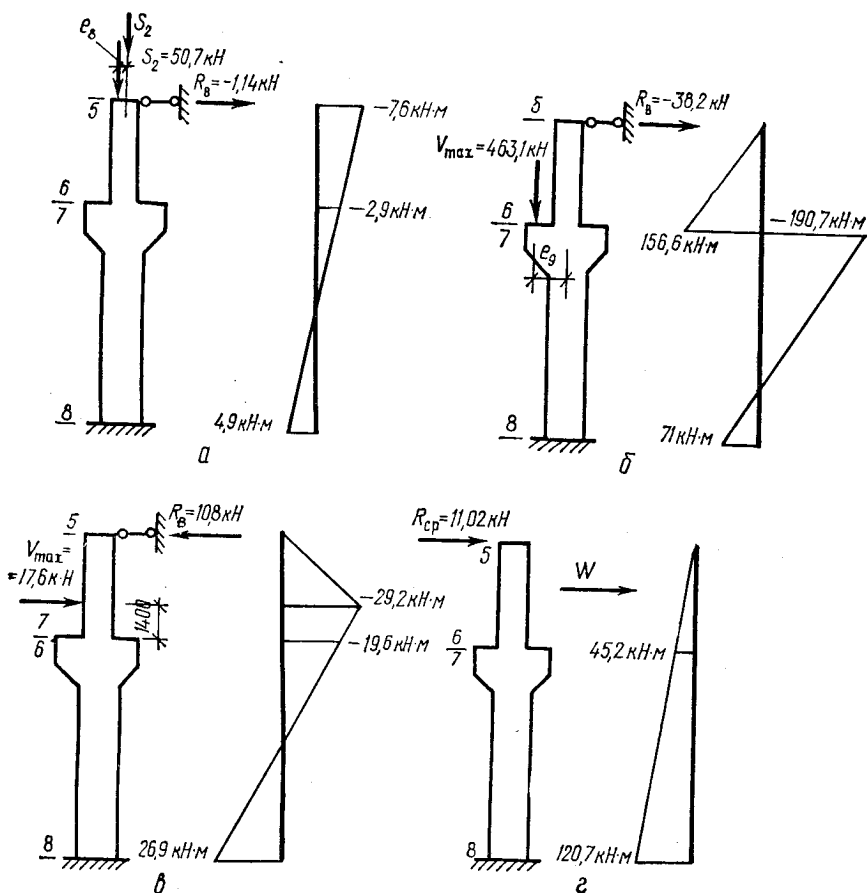


Рис. 2.38. К расчету колонны по оси Б

По табл. 13 прил. 6 при $n = 0,462$ и $\lambda = 0,374$ для $y = l$ по интерполяции $k_2 = 1,205$;

$$R_B = k_2 \frac{V_{max} e_9}{l} = 1,205 \frac{-463,1 \cdot 0,75}{10,95} = -38,2 \text{ кН.}$$

Изгибающие моменты (рис. 2.38,б):

$$M_5 = 0;$$

$$M_6 = 38,2 \cdot 4,1 = 156,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_7 = 38,2 \cdot 4,1 - 463,1 \cdot 0,75 = -190,7 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_8 = 38,2 \cdot 10,95 - 463,1 \cdot 0,75 = 71 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Продольная сила $N = V_{max} = 463,1 \text{ кН.}$

Поперечная сила $Q_8 = -R_B = 38,2 \text{ кН.}$

Крановая горизонтальная нагрузка от поперечного торможения $V_{h,max} = 17,6 \text{ кН}$ приложена к колонне по оси Б на уровне верх-

ней грани подкрановой балки, то есть на 1,4 м выше отметки подкрановой консоли. По табл. 15 прил. 6 при $n = 0,462$, $\lambda = 0,374$ и $y = \frac{4,1 - 1,4}{4,1} l_3 = 0,66 l_3$ по интерполяции $k_3 = 0,612$;

$$R_B = k_3 V_{h, max} = 0,612 \cdot 17,6 = 10,8 \text{ кН.}$$

Изгибающие моменты (рис. 2.38,б):

$$M_5 = 0;$$

$$M_6 = M_7 = 17,6 \cdot 1,4 - 10,8 \cdot 4,1 = -19,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_8 = 17,6 (10,95 - 2,7) - 10,8 \cdot 10,95 = 26,9 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

В точке приложения силы $V_{h, max}$

$$M = -10,8 \cdot 2,7 = -29,2 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Продольная сила $N = 0$.

Поперечная сила $Q_8 = 17,6 - 10,8 = 6,8 \text{ кН}$.

При действии силы $V_{h, max}$ справа налево M и Q меняют знак.

Ветровая нагрузка вызовет смещение верха колонны по оси B и соответствующие изгибающие моменты. В расчете рамы на ветровую нагрузку (см. колонны по оси A) определено усилие $R_{cp} = 11,02 \text{ кН}$.

Изгибающие моменты (рис. 2.38,в):

$$M_5 = 0;$$

$$M_6 = M_7 = 11,02 \cdot 4,1 = 45,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_8 = 11,02 \cdot 10,95 = 120,7 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Продольная сила $N = 0$.

Поперечная сила $Q_8 = R_{cp} = 11,02 \text{ кН}$.

При ветровой нагрузке справа налево моменты и поперечная сила меняют знак.

2.12.4. Таблицы расчетных усилий в сечениях колонн

Для выбора расчетных комбинаций усилий расчетные значения M , N и Q для колонн по оси A внесены в табл. 2.12, а для колонны по оси B — в табл. 2.13. Для каждого сечения колонны вычисляют два расчетных сочетания нагрузок — основные сочетания I и II.

В сочетание I включают постоянные нагрузки (от массы конструкций) и одну временную нагрузку (снеговую, крановую или ветровую). Вертикальное давление крана и горизонтальное торможение считают одной нагрузкой.

В сочетание II вводятся все постоянные и временные нагрузки. При двух и более временных нагрузках их умножают на коэффициент сочетаний $\gamma = 0,9$. Для каждого сочетания нагрузок определяют следующие их комбинации:

наибольший положительный момент $max M$ и соответствующее продольное усилие соот. N ;

наибольший отрицательный момент $min M$ и соот. N ;

Таблица 2.12

Сечения	Условия	Постоянная нагрузка G	Временные нагрузки				Основные расчетные сочетания усилий										
			Снеговая S_s		Крановая		Ветровая		Комбинации усилий								
			вертикальная V_{max}	горизонтальная H_{max}	слева W_{max}	справа W_{min}	I	II	III	I	II	III	max M соот. N	min M соот. N	max N соот. M		
4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14							
1	M	-39,8	-4,1	—	—	—	—	—	—	гр. 3, 4	—	—	—	—	—	—	—
	N	485,8	101,3	—	—	—	—	—	—	-43,9 587,1 гр. 3, 5, 6	—	—	—	—	—	—	—
2	M	-7,4	2,8	-81	1,9	±20,5	—	-8,5	—	-108,9 514,6	-4,6 615,9	—	—	—	—	—	—
	N	514,6	101,3	—	—	—	—	—	—	гр. 3, 8	гр. 3, 5, 6	—	—	—	—	—	—
3	M	-27,9	-8,4	127,4	1,9	±20,5	—	-8,5	—	-36,4 667,4	—	—	—	—	—	—	—
	N	667,4	101,3	463,1	—	—	—	—	—	гр. 3, 5, 6	гр. 3, 8	гр. 3, 5, 6	—	—	—	—	—
4	M	35,5	5	-31,4	157,4	±32,4	—	-139	—	193	-103,5	-28,3	181,8	—	—	—	—
	N	756,6	101,3	463,1	—	—	—	—	—	756,6	756,6	1219,7	847,8	—	—	—	—
4	Q	8,74	1,84	-21,9	34,8	±7,3	—	-28	—	43,54	-19,26	-20,46	41,72	—	—	—	—
		$\gamma_f = 1,1$	$\gamma_f = 1,4$	$\gamma_f = 1,1$	$\gamma_f = 1,2$	$\gamma_f = 1,1$	$\gamma_f = 1,2$	$\gamma_f = 1,2$	$\gamma_f = 1,2$	гр. 3, 7	гр. 3, 8	гр. 3, 5, 6	гр. 3, 4, 7	гр. 3, 4, 7	гр. 3, 5, 6, 7	гр. 3, 4, 8	гр. 3, 4, 5, 6, 7
4	M	32,3	3,6	-28,6	131,3	±29,5	—	-115,8	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	N	687,8	72,4	421	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
4	Q	7,95	1,31	-19,9	29	±6,6	—	-23,3	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		$\gamma_f = 1,1$	$\gamma_f = 1,4$	$\gamma_f = 1,1$	$\gamma_f = 1,2$	$\gamma_f = 1,1$	$\gamma_f = 1,2$	$\gamma_f = 1,2$	$\gamma_f = 1,2$	гр. 3, 4, 7	гр. 3, 5, 6, 7	гр. 3, 4, 7	гр. 3, 4, 7	гр. 3, 4, 7	гр. 3, 4, 7	гр. 3, 4, 8	гр. 3, 4, 5, 6, 7

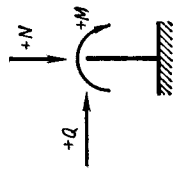


Таблица 2.13

Сечення	Условия	Временные нагрузки					Основные расчетные сочетания усилий						
		Постоянные нагрузки G	Снеговая в пролете АБ и ББ S_2	Крановая в пролете АБ и ББ V_{max}	Крановая тормозная, слева, справа V_h, max	Ветровая слева, справа W_{max}, W_{min}	Комбинации усилий						
							3	4	5	6	7	3, 4	9
5	M	—	±7,6 101,4	—	—	—	—	—	гр. 3, 4, 4	—	—	—	—
	N	924,6	—	—	—	—	—	1127,4	—	—	—	—	—
6	M	—	±29 101,4	±156,6	±19,6	±45,2	—	—	гр. 3, 4, 4	гр. 3, 4, 5, 6	гр. 3, 4, 5, 6, 7	гр. 3, 4, 4, 5, 6, 7	гр. 3, 4, 4, 5, 6, 7
	N	950,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7	M	—	±29 101,4	±190,7	±19,6	±45,2	—	—	гр. 3, 5, 6	гр. 3, 5, 5, 6	гр. 3, 4, 5, 6, 7	гр. 3, 4, 5, 6, 7	гр. 3, 4, 4, 5, 6, 7
	N	1224	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8	M	—	±49 101,4	±71 463,1	±26,9	±120,7	—	—	гр. 3, 7	гр. 3, 5, 5, 6	гр. 3, 4, 5, 6, 7	гр. 3, 4, 4, 5, 6, 7	гр. 3, 4, 4, 5, 6, 7
	N	1270	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8	Q	—	±1,14	±38,2	±6,8	±11,02	—	—	—	—	—	—	—
	M	—	±3,5	±64,6	±24,5	±100,6	—	—	—	—	—	—	—
8	N	1154,6	72,4	421	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	Q	—	±0,81	±34,7	±6,18	±9,18	—	—	—	—	—	—	—

Правило знаков см. табл. 2.12

наибольшее продольное усилие $max N$ и соответствующий ему момент соот. M .

В табл. 2.12 и 2.13 верхняя строка обозначает номера видов загрузки.

2.13. РАСЧЕТ КОЛОННЫ СРЕДНЕГО ЯРДА ПО ОСИ Б

Сечение надкрановой части колонны прямоугольное — 500×600 мм, подкрановой — двутавровое с габаритными размерами 500×800 мм (см. рис. 2.35, а). Расчетные комбинации усилий принимаются по табл. 2.13. Так как конструкции и нагрузки в колонне симметричны, принято симметричное армирование.

2.13.1. Данные для проектирования

Принят бетон класса В15 ($R = 8,5$ МПа). Начальный модуль упругости бетона, подвергнутого тепловой обработке $E_b = 20500$ МПа. Продольная арматура из стали класса А-III ($R_s = 365$ МПа; $E_s = 200000$ МПа). Поперечная арматура класса А-I.

2.13.2. Расчет прочности надкрановой части колонны

Высота сечения 600 мм, ширина — 500 мм. Принято $a = a' = 35$ мм.

Для выбора расчетных комбинаций усилий рассмотрим их значения в сечениях 5 и 6 (табл. 2.13). В сечении 5 момент вызывает только односторонняя снеговая нагрузка, а нормальные силы меньше, чем в сечении 6, поэтому эти комбинации не являются расчетными. Расчетными обе комбинации основного сочетания II будут в сечении 6.

Арматуру подбираем по комбинации I, так как она имеет больший изгибающий момент:

$$max M = \pm 201,9 \text{ кН} \cdot \text{м} \text{ и соот. } N = 1042 \text{ кН.}$$

По комбинации II выполним проверку прочности сечения.

Расчетная длина надкрановой части $l_0 = 2l_3 = 2 \cdot 4,1 = 8,2$ м, так как в расчетную комбинацию входит крановая нагрузка. Около 90 % нормальной силы составляет нагрузка от веса покрытия, поэтому коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b2} = 0,9$ и $R_b = 0,9 \times 8,5 = 7,65$ МПа.

Радиус инерции прямоугольного сечения

$$i_{red} = \sqrt{h^2/12} = \sqrt{600^2/12} = 173 \text{ мм.}$$

Так как $l_0/i_{red} = 8200/173 = 47,4 > 14$, необходим учет влияния прогиба колонны на увеличение эксцентриситета.

Далее расчет выполняем по блок-схеме 18 прил. 4 при

$$h_0 = h - a = 600 - 35 = 565 \text{ мм.}$$

1. $e_0 = M/N = 201,9/1042 = 0,194$ м = 194 мм.

7. Момент от постоянных и длительных нагрузок $M_l = 0$, а усилия от полных нагрузок имеют разные знаки.

8. $e_0 = 194 < 0,1 h = 60$ мм.

9'. $\varphi_l = 1$.

13. $\delta_{e, min} = 0,5 - 0,01l_0/h - 0,01R_b = 0,5 - 0,01 \cdot 8200/600 - 0,01 \cdot 7,65 = 0,29$.

14. Конструкция колонны статически неопределимая. Случайные эксцентриситеты $e_{a1} = l_0/600 = 8200/600 = 13,7$ мм и $e_{a2} = h/30 = 600/30 = 20$ мм.

15'. $e_0 = 194$ мм $> e_{a2} = 20$ мм — случайный эксцентриситет не учитывается.

16. $\delta_{e, min} = 0,29 < e_0/h = 194/600 = 0,32$.

17. Принимаем $\delta_e = 0,32$.

18. $\alpha = E_s/E_b = 200000/20500 = 9,8$.

21. Условная критическая сила для элемента прямоугольного сечения без предварительного напряжения при $\mu = 0,005$ (первое приближение)

$$\begin{aligned} N_{cr} &= \frac{1,6E_b b h^3}{l_0^2} \left[\frac{1}{3\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \mu \alpha \left(\frac{h_0 - a'}{h} \right)^2 \right] = \\ &= \frac{1,6 \cdot 20500 \cdot 500 \cdot 600^3}{8200^2} \left[\frac{1}{3 \cdot 1} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,32} + 0,1 \right) + \right. \\ &\left. + 0,005 \cdot 9,8 \cdot \left(\frac{565 - 35}{600} \right)^2 \right] = 8368700 \text{ МПа} \cdot \text{мм}^2 = 8369 \text{ кН}. \end{aligned}$$

22. $N = 1042 < N_{cr} = 8369$ кН.

23. Коэффициент, учитывающий влияние прогиба,

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}} = \frac{1}{1 - 1042/8369} = 1,125.$$

Определим площадь арматуры внецентренно сжатой колонны по блок-схеме 20 прил. 4.

2. $e = \eta e_0 + 0,5(h_0 - a') = 1,125 \cdot 194 + 0,5(565 - 35) = 437$ мм.

3. $\omega = \alpha - 0,008 \cdot R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 7,65 = 0,789$.

4. $\gamma_{b_2} = 0,9$; 5'. $\sigma_{sc, u} = 500$ МПа.

6. Граничная относительная высота сжатой зоны

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc, u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} = \frac{0,789}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,789}{1,1} \right)} = 0,654,$$

где $\sigma_{sR} = 365$ МПа для арматуры класса А-III.

7. $\delta = a'/h_0 = 35/565 = 0,062$.

8. $\alpha_n = N/R_b b h_0 = 1042000/7,65 \cdot 500 \cdot 565 = 0,482$.

9. $\alpha_m = Ne/R_b b h_0^2 = 1042000 \cdot 437/7,65 \cdot 500 \cdot 565^2 = 0,373$.

10. $\alpha_n = 0,482 < \xi_R = 0,654$.

$$11. A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \alpha_n (1 - 0,5\alpha_n)}{1 - \delta} = \frac{7,65 \cdot 500 \cdot 565}{365} \times$$

$$\times \frac{0,373 - 0,482 (1 - 0,5 \cdot 0,482)}{1 - 0,062} = 45 \text{ мм}^2.$$

$$14. \mu = (A_s + A'_s) / b h_0 = (45 + 45) / 500 \cdot 565 = 0,0003.$$

$$15. \text{При } 35 < l_0 / i_{red} = 47,4 < 83 \mu_{min} = 0,004; \mu = 0,003 < \mu_{min} = 0,004.$$

$$16. A_s + A'_s = \mu_{min} b h_0 = 0,004 \cdot 500 \cdot 565 = 1130 \text{ мм}^2; A_s = A'_s = 1130 / 2 = 565 \text{ мм}^2.$$

Принимаем по 3 Ø 16 АIII с каждой стороны сечения:

$$A_s = A'_s = 603 \text{ мм}^2 > 565 \text{ мм}^2;$$

$$\mu = 603 \cdot 2 / 500 \cdot 565 = 0,0043 \approx 0,005.$$

Уточнение расчетных параметров не требуется.

По комбинации усилий II ($M = 58,3 \text{ кН} \cdot \text{м}$, $N = 1133,2 \text{ кН}$) выполним проверку прочности сечения.

Расчет начнем по блок-схеме 18, прил. 4.

$$1. e_0 = M / N = 58,3 / 1133,2 = 0,051 \text{ м} = 51 \text{ мм}.$$

$$3. M_{I1} = M_I + 0,5 N_I (h_0 - a') = 0 + 0,5 \cdot 950,7 (565 - 35) = 251936 \text{ кН} \cdot \text{мм}.$$

7. $M_I = 0$, а усилия от полных нагрузок имеют разные знаки.

$$8. e_0 = 51 \text{ мм} < 0,1h = 60 \text{ мм}.$$

$$8'. M'_1 = 0,5N (h_0 - a') = 0,5 \cdot 1133,2 (565 - 35) = 300298 \text{ кН} \cdot \text{мм}.$$

$$8''. \varphi_{I1} = 1 + \beta \frac{M_{I1}}{M'_1} = 1 + 1 \frac{251936}{300298} = 1,84.$$

$$10. \varphi_{I1} = 1,84 < 1 + \beta = 2.$$

$$12. \varphi_I = \varphi_{I1} + 10(1 - \varphi_{I1}) e_0 / h = 1,84 + 10(1 - 1,84) \cdot 51 / 600 = 1,126.$$

$$13. \delta_{e, min} = 0,29.$$

15'. $e_0 = 51 \text{ мм} > e_{a2} = 20 \text{ мм}$ — случайный эксцентриситет не учитываем.

$$16. \delta_{e, min} = 0,29 > e_0 / h = 51 / 600 = 0,09.$$

$$17. \text{Принимаем } \delta_e = \delta_{e, min} = 0,29.$$

21. Условная критическая сила

$$N_{cr} = \frac{1,6 \cdot 20500 \cdot 500 \cdot 600^3}{8200^2} \left[\frac{1}{3 \cdot 1,126} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,29} + 0,1 \right) + \right.$$

$$\left. + 0,0043 \cdot 7,65 \left(\frac{565 - 35}{600} \right)^2 \right] = 731 \ 382 \text{ МПа} \cdot \text{мм}^2 = 7312 \text{ кН}.$$

$$22. N = 1133,2 \text{ кН} < N_{cr} = 7312 \text{ кН}.$$

$$23. \eta = \frac{1}{1 - 1133,2 / 7312} = 1,18.$$

Проверяем прочность сечения по блок-схеме 19 прил. 4.

$$1. h_0 = 565 \text{ мм}. \quad 2. e = 1,18 \cdot 51 + 0,5 (565 - 35) = 325 \text{ мм}.$$

$$6. \xi_R = 0,654. \quad 7. x_R = 0,654 \cdot 565 = 370 \text{ мм}.$$

$$8. x = N / R_b b = 1133200 / 7,65 \cdot 500 = 296 \text{ мм}.$$

$$9. x = 296 \text{ мм} < x_R = 370 \text{ мм}.$$

$$10. N_e = R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') = 7,65 \cdot 500 \cdot 296 \times (565 - 0,5 \cdot 296) + 365 \cdot 603 (565 - 35) = 473293904 \text{ МПа} \times \times \text{мм}^3 = 473294 \text{ кН} \cdot \text{мм}.$$

$$11. N_e/e = 473294/325 = 1456 \text{ кН} > 1133,2 \text{ кН}.$$

Прочность сечения 6 по комбинации II расчетных усилий обеспечена.

2.13.3. Расчет прочности подкрановой части колонны

Сечение двутавровое, высота $h = 800$ мм, толщина полки $h_f = 200$ мм, ширина полки $b'_f = 500$ мм, ширина ребра $b = 150$ мм. Принято $a = a' = 35$ мм, $\mu = 0,005$.

Рабочая высота сечения $h_0 = h - a = 800 - 35 = 765$ мм. Для выбора расчетных комбинаций усилий рассмотрим их значения в сечениях 7 и 8 (табл. 2.13).

В сечениях 7 и 8 расчетными являются I и II комбинации основного сочетания II. По своим значениям они близки, поэтому целесообразно в сечениях по высоте подкрановой части колонны принять одинаковое армирование. Сравнивая усилия в сечениях 7 и 8, принимаем в качестве расчетных:

комбинация I в сечении 7

$$\max M = 232,6 \text{ кН} \cdot \text{м} \text{ и соот. } N = 1732,1 \text{ кН};$$

комбинация II в сечении 8

$$\max N = 2286,1 \text{ кН} \text{ и соот. } M = 132,8 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Симметричную арматуру подбираем по расчетной комбинации I в сечении 7, а по комбинации II в сечении 8 проверяем прочность сечения.

Расчетная длина подкрановой части колонны при учете крановых нагрузок $l_0 = 1,5l_4 = 1,5 \cdot 6,85 = 10,28$ м.

Нагрузки от веса конструкций составляют 70 % нормальной силы, поэтому коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b2} = 0,9$ и $R_b = 7,65$ МПа.

Радиус инерции сечения

$$i_{red} = \sqrt{I/A_{b, tot}} = \sqrt{194,7 \cdot 10^8 / 260000} = 274 \text{ мм},$$

где $A_{b, tot} = 150 \cdot 800 + 4 \cdot 175 \cdot 200 = 260000 \text{ мм}^2$.

Так как $l_0/i_{red} = 10280/274 = 37,5 > 14$, необходимо учесть влияние прогиба колонны на увеличение эксцентриситета продольной силы.

Расчет выполняем по блок-схеме 18 прил. 4 при $h_0 = 765$ мм.

$$1. e_0 = M/N = 232,6/1732,1 = 0,134 \text{ м} = 134 \text{ мм}.$$

$$7. M_l = 0, \text{ а усилия от полных нагрузок разного знака.}$$

$$8. \text{ При } e_0 = 134 \text{ мм} > 0,1h = 80 \text{ мм}.$$

$$9'. \varphi_l = 1.$$

$$13. \delta_{e, min} = 0,5 - 0,01 \cdot 10280/800 - 0,01 \cdot 7,65 = 0,295.$$

14. Случайные эксцентриситеты

$$e_{a1} = 10280/800 = 13 \text{ мм}; e_{a2} = 800/30 = 27 \text{ мм}.$$

15'. $e_0 = 134 \text{ мм} > e_{a2} = 27 \text{ мм}$, случайный эксцентриситет не учитываем.

16. $\delta_{e,min} = 0,295 > 134/800 = 0,168$.

17. Принимаем $\delta_e = \delta_{e,min} = 0,295$.

21. Условная критическая сила для двутаврового сечения колонны (без предварительного напряжения)

$$\begin{aligned} N_{cr} &= \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] = \\ &= \frac{6,4 \cdot 20500}{10280^2} \left[\frac{194,7 \cdot 10^8}{1} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,295} + 0,1 \right) + 9,8 \cdot 173193 \cdot 10^3 \right] = \\ &= 11242208 \text{ МПа} \cdot \text{мм}^2 = 11242 \text{ кН}, \end{aligned}$$

где I_s — момент инерции всей арматуры относительно центра тяжести бетонного сечения (учтена только поправка),

$$\begin{aligned} I_s &= \mu A_{b, tot} [(h_0 - a')/2]^2 = \\ &= 0,005 \cdot 260000 [(765 - 35)/2]^2 = 173193 \cdot 10^3 \text{ мм}^4. \end{aligned}$$

22. $N = 1732,1 \text{ кН} < N_{cr} = 11242 \text{ кН}$.

23. $\eta = \frac{1}{1 - 1732,1/11242} = 1,18$.

Определяем площадь арматуры внецентренно сжатой колонны по блок-схеме 20 прил. 4.

2. $e = 1,18 \cdot 134 + 0,5 (765 - 35) = 523 \text{ мм}$.

6. $\xi_R = 0,654$ (см. расчет сечения б)

7. $\delta = a'/h_0 = 35/765 = 0,046$.

8. $\alpha_n = N/R_b b h_0 = 1732100/7,65 \cdot 150 \cdot 765 = 1,97$.

9. $\alpha_m = Ne/R_b b h_0^2 = 1732100 \cdot 523/7,65 \cdot 150 \cdot 765^2 = 1,35$.

10. Принимая во внимание необходимость учета сжатых свесов полки, вычисляем их площадь

$$A_f' = (b_f' - b) h_f' = (500 - 150) \cdot 200 = 70000 \text{ мм}^2.$$

Тогда

$$\alpha_f = A_f'/b h_0 = 70000/150 \cdot 765 = 0,61.$$

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = \alpha_n - \alpha_f = 1,97 - 0,61 = 1,36 > \xi_R = 0,654,$$

то есть имеем случай малых эксцентриситетов.

11. При наличии сжатой полки

$$\alpha = \frac{\alpha_m - \xi_2 (1 - 0,5\xi_2) - \delta_f}{1 - \delta} = \frac{1,35 - 1,007 (1 - 0,5 \cdot 1,007) - 0,53}{1 - 0,046} = 0,32,$$

где $\xi_2 = (\xi + \xi_R)/2 = (1,36 + 0,654)/2 = 1,007$; $\delta_f = \alpha_f (1 - 0,5h_f'/h_0) = 0,61 (1 - 0,5 \cdot 200/765) = 0,53$.

12. Относительную высоту сжатой зоны бетона определяем по формуле (VII.81) [3]

$$\xi_1 = -\frac{\alpha + \alpha\kappa + \alpha_f - \alpha_n}{2} + \sqrt{\left(\frac{\alpha + \alpha\kappa + \alpha_f - \alpha_n}{2}\right)^2 + \alpha\kappa\omega} =$$

$$= -\frac{0,32 + 0,32 \cdot 4,85 + 0,61 - 1,97}{2} +$$

$$+ \sqrt{\left(\frac{0,32 + 0,32 \cdot 4,85 + 0,61 - 1,97}{2}\right)^2 + 0,32 \cdot 4,85 \cdot 0,789} = 0,88,$$

где $\kappa = 500/[R_s(1 - \omega/1,1)] = 500/[365(1 - 0,789/1,1)] = 4,85$ при $\gamma_{b2} < 1$.

13. Площадь симметричной арматуры колонны таврового сечения

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \xi_1(1 - 0,5\xi_1) - \delta_f}{1 - \delta} =$$

$$= \frac{7,65 \cdot 150 \cdot 765}{365} \cdot \frac{1,35 - 0,88(1 - 0,5 \cdot 0,88) - 0,53}{1 - 0,046} = 825 \text{ мм}^2.$$

14. $\mu = (A_s + A'_s)/bh_0 = (825 + 825)/150 \cdot 765 = 0,014$.

15. При $l_0/i_{red} = 37,5$ по нормам для ребра таврового сечения $\mu_{min} = 0,004 < \mu = 0,014$.

Коэффициент армирования всего бетонного сечения

$$\mu = 2A_s/A_{b, tot} = 2 \cdot 825/260000 = 0,006$$

незначительно отличается от принятого $\mu = 0,005$, поэтому коэффициент η не уточняем.

Принимаем армирование $A_s = A'_s = 942 \text{ мм}^2 > 825 \text{ мм}^2$, что соответствует 3 \varnothing 20 А III.

По комбинации II расчетных усилий в сечении δ выполним проверку прочности с учетом принятой выше арматуры.

Коэффициент армирования

$$\mu = 2 \cdot 942/260000 = 0,007.$$

Уточненное значение условной критической силы (вычисления не приведены) при $\mu = 0,007$ $N_{cr} = 11607 \text{ кН}$.

Коэффициент, учитывающий влияние прогиба

$$\eta = 1/(1 - 2286,1/11607) = 1,25.$$

Эксцентриситет $e_0 = M/N = 132,8/2286,1 = 0,058 \text{ м} = 58 \text{ мм}$. Проверку выполним по блок-схеме 19 прил. 4 с учетом полки в сжатой зоне бетона.

1. $h_0 = 765 \text{ мм}$. 2. $e = 1,25 \cdot 58 + 0,5(765 - 35) = 438 \text{ мм}$.

7. $x_R = 0,654 \cdot 765 = 500 \text{ мм}$.

$$8. x = \frac{N - R_b A_f}{R_b b} = \frac{2286100 - 7,65 \cdot 70000}{7,65 \cdot 150} = 1526 \text{ мм}.$$

9. $x = 1526 > x_R = 500 \text{ мм}$.

$$11. \alpha_n = N/R_b b h_0 = 2286100/7,65 \cdot 150 \cdot 765 = 2,6;$$

$$\alpha_m = Ne/R_b b h_0^2 = 2286100 \cdot 438/7,65 \cdot 150 \cdot 765^2 = 1,49.$$

Используем ранее вычисленные параметры ($\alpha_f = 0,61$; $\delta_f = 0,53$; $\delta = 0,046$; $\kappa = 4,85$) для сечения с полкой в сжатой зоне.

16. При наличии сжатой полки

$$\alpha = \frac{\alpha_m - \xi_2 (1 - 0,5\xi_2) - \delta_f}{1 - \delta} =$$

$$= \frac{1,49 - 1,32 (1 - 0,5 \cdot 1,32) - 0,53}{1 - 0,046} = 0,536,$$

где $\xi_2 = (\xi + \xi_R)/2 = (1526/765 + 0,654)/2 = 1,32$. Высота сжатой зоны бетона

$$\xi_1 = -\frac{\alpha + \alpha\kappa + \alpha_f - \alpha_n}{2} + \sqrt{\left(\frac{\alpha + \alpha\kappa + \alpha_f - \alpha_n}{2}\right)^2 + \alpha\kappa\omega} =$$

$$= -\frac{0,536 + 0,536 \cdot 4,85 + 0,61 - 2,6}{2} +$$

$$+ \sqrt{\left(\frac{0,536 + 0,536 \cdot 4,85 + 0,61 - 2,6}{2}\right)^2 + 0,536 \cdot 4,85 \cdot 0,789} = 0,97.$$

$$17. Ne = R_b b h_0^2 \xi_1 (1 - 0,5\xi_1) + R_b A_f (h_0 - 0,5h_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') =$$

$$= 7,65 \cdot 150 \cdot 765^2 \cdot 0,97 (1 - 0,5 \cdot 0,97) + 7,65 \cdot 70000 (765 - 0,5 \times$$

$\times 200) + 365 \cdot 942 (765 - 35) = 942574048 \text{ МПа} \cdot \text{мм}^3 = 942574 \text{ кН} \cdot \text{мм}$.

18. $Ne/e = 942574/438 = 2152 \text{ кН} < 2286,1 \text{ кН}$, следовательно, прочность сечения δ по комбинации II не обеспечена.

Подбираем арматуру в сечении δ . Увеличиваем коэффициент армирования до $\mu = 0,009$. При этом критическая сила увеличивается до 12310 кН (вычисления опущены).

Тогда

$$\eta = 1/(1 - 2286,1/12310) = 1,23;$$

$$e = 1,23 \cdot 58 + 0,5 (765 - 35) = 436 \text{ мм}.$$

Уточненное значение $\alpha_m = 1,48$.

При наличии сжатой полки

$$\alpha = \frac{1,48 - 1,32 (1 - 0,5 \cdot 1,32) - 0,53}{1 - 0,046} = 0,525.$$

Высота сжатой зоны бетона $\xi_1 = 0,98$ (вычисления не приведены).

Площадь симметричной арматуры

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \xi_1 (1 - 0,5\xi_1) - \delta_f}{1 - \delta} =$$

$$= \frac{7,65 \cdot 150 \cdot 765}{365} \cdot \frac{1,48 - 0,98 (1 - 0,5 \cdot 0,98) - 0,53}{1 - 0,046} = 1135 \text{ мм}^2.$$

Коэффициент армирования

$$\mu = 2A_s/A_{b,tot} = 2 \cdot 1135/260000 = 0,0087,$$

что близко к принятому.

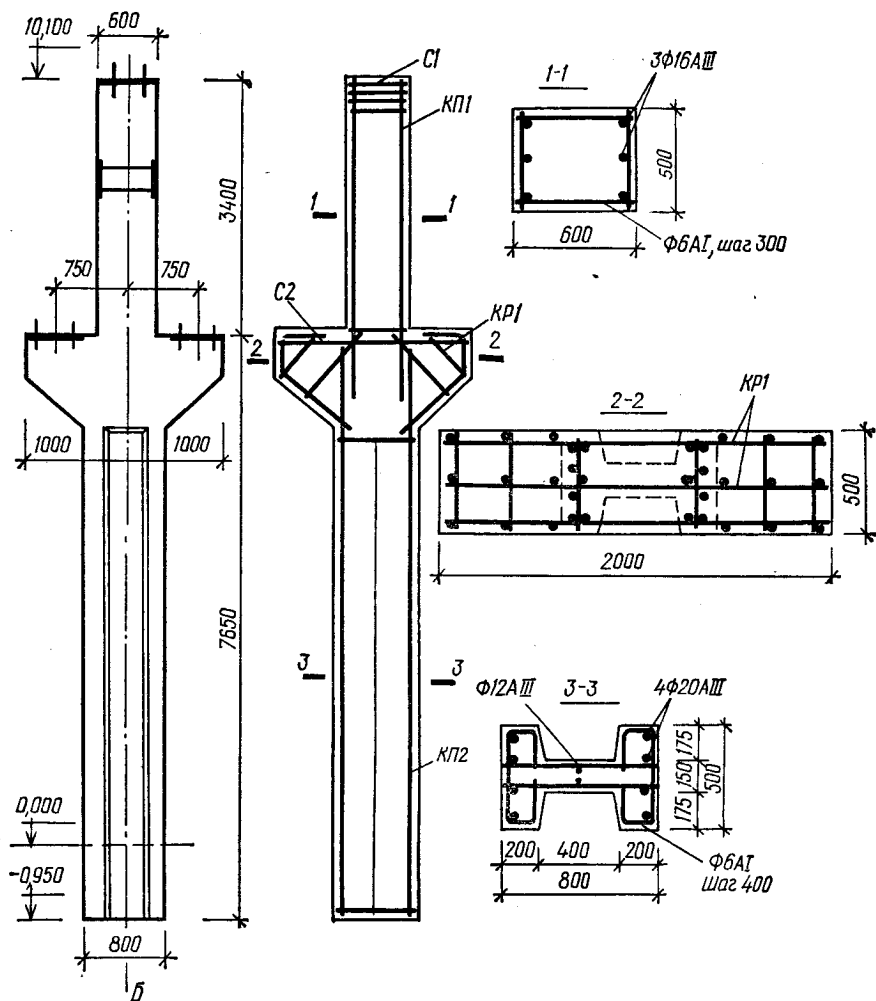


Рис. 2.39. Конструкция и армирование колонны по оси Б

Принимаем симметричную арматуру по 4 $\varnothing 20$ А III с каждой стороны

$$A_s = A_s = 1256 \text{ мм}^2 > 1135 \text{ мм}^2.$$

Принимаем максимальный шаг поперечных стержней $\varnothing 6$ А I в сварных каркасах $u = 20d = 20 \cdot 20 = 400$ мм. Колонны армируем пространственными сварными каркасами (рис. 2.39).

Расчет консоли см. 4 п. 2.31.

2.14. ФУНДАМЕНТНЫЕ БАЛКИ

Стены промышленных зданий каркасного типа при отдельно стоящих фундаментах опираются на фундаментные балки. Если фундаментные балки устанавливают на верхний уступ фундамента, то номинальная длина их соответствует шагу колонн. В случае опирания балок на предпоследний уступ их верх находится на 150 мм ниже уровня пола и номинальная длина балок на 1 м меньше шага колонн.

Фундаментные балки таврового сечения применяют длиной 4750 мм при шаге колонн 6 м и длиной 10200 мм при шаге 12 м. Высота балок при опирании на них панелей или стен из мелкоблочных камней равна соответственно 400 или 600 мм. В зависимости от толщины стены ширина балок от 300 до 500 мм.

Балки изготавливают из бетона классов В15—В30 и армируют либо сварными каркасами с рабочей арматурой из стали класса А-III, либо преднапряженной арматурой из высокопрочной проволоки $\varnothing 5$ мм и стержневой арматурой классов А-IIIв, А-У, Ат-V, Ат-VI.

При расчете фундаментных балок под самонесущие стены из мелкоштучных камней имеется два случая загрузки: в период возведения здания; в стадии его эксплуатации [12]. Подбирают сечения для наиболее невыгодного варианта загрузки.

Для периода возведения стен фундаментные балки рассчитывают на нагрузку от их веса и веса свежеложенной кладки стены, эквивалентной весу пояса кладки высотой $1/3$ пролета балки при кирпичной стене и $1/2$ пролета при кладке стен из блоков. При проемах в стене фундаментные балки для периода возведения стен рассчитывают на нагрузку от веса кладки до верха перемычек над окнами первого этажа.

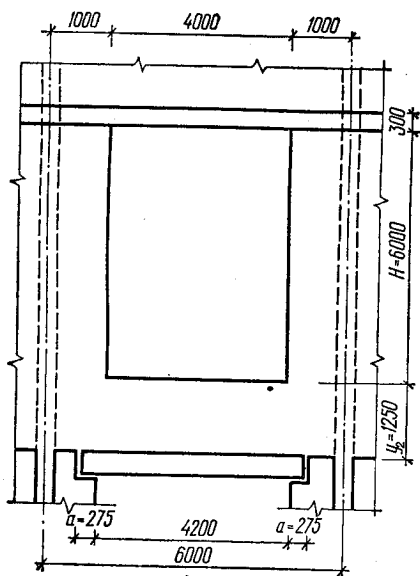
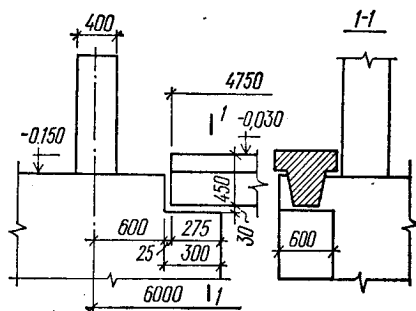


Рис. 2.40. Схема стены и фундаментной балки:

1 — железобетонная обвязочная балка; 2 — фундаментная балка

Рис. 2.41. Опирание фундаментной балки на фундамент



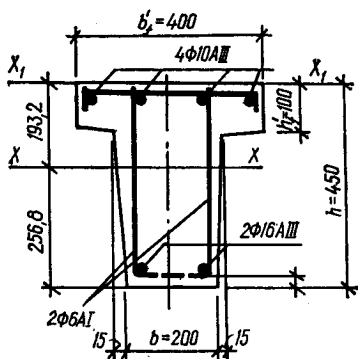
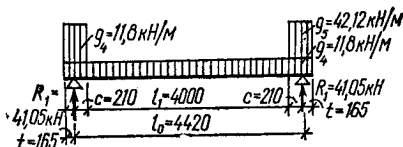


Рис. 2.42. Армирование фундаментной балки

Рис. 2.43. Расчетная схема фундаментной балки для первого случая загрузки



В стадии эксплуатации фундаментные балки рассчитывают как нагруженные опорными реакциями от вышележащей кладки (по методу проф. Б. Н. Жемочкина). Опорные реакции считают приложенными на расстоянии $0,4a$ от грани опор (a — длина опирания балки). Распределение давления от опорной реакции в уровне верхней плоскости фундаментной балки принято в соответствии с указаниями, приведенными в нормах [12]. Влияние проемов в стене учитывают по методу, изложенному в [12]. Для стен из панелей пролетом 6 или 12 м фундаментные балки рассчитывают при наличии цокольной панели — на нагрузку от собственного веса; в случае устройства цоколя из кирпичной кладки или крупноблочной кладки — на нагрузку от веса балки, веса цоколя высотой 2,4 м и веса переплетов с остеклением.

2.15. РАСЧЕТ ФУНДАМЕНТНОЙ БАЛКИ ПРОЛЕТОМ 6 м

Требуется запроектировать железобетонную фундаментную балку под кирпичную стену толщиной 38 см. Длина балки $L = 4750$ мм, расстояние между колоннами — 6 м.

Схематический чертёж простенка показан на рис. 2.40. Деталь опирания балки на фундамент и ее сечение приведены соответственно на рис. 2.41 и 2.42.

2.15.1. Данные для проектирования

Материал стен — кирпич пластического прессования марки М75 на растворе марки М25, средней плотностью $\rho = 1800$ кг/м³ ($R = 1,1$ МПа). Возведение кладки проектируется в летних условиях. Бетон класса В15 ($R_b = 8,5$ МПа; $R_{bt} = 0,75$ МПа; $R_{b,ser} = 11,0$ МПа; $R_{bt,ser} = 1,15$ МПа; $E_b = 20,5 \cdot 10^3$ МПа; $\gamma_{b2} = 0,9$; $R_b = 8,5 \cdot 0,9 = 7,65$ МПа; $R_{bt} = 0,75 \cdot 0,9 = 0,68$ МПа).

Рабочая арматура класса А-III диаметром 10—40 мм ($R_{sw} = 365$ МПа; $R_{sw} = 290$ МПа; $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа); поперечная — класса А-I ($R_{sw} = 175$ МПа; $E_s = 2,1 \cdot 10^5$ МПа). Нагрузки непродолжительного действия отсутствуют.

2.15.2. Расчетный пролет, нагрузки и усилия

Расчетный пролет балки равен расстоянию между опорными реакциями, которые при криволинейной эпюре напряжений от действия реакции расположены на расстоянии $0,4 a$ от грани опоры и $0,6 a$ от торца балки, где $a = 0,275$ м — длина опорной части балки.

При длине балки $L = 4,75$ м и ее пролете в свету $l = 4,2$ м (см. рис. 2.40) расчетный пролет балки между осями опор вычисляем по формуле

$$l_0 = l + 2 \cdot 0,4a = 4,2 + 2 \cdot 0,4 \cdot 0,275 = 4,42 \text{ м.}$$

Определяем участок приложения нагрузки от веса кладки простенков выше подоконника

$$c = \frac{l_0 - l_1}{2} = \frac{4,42 - 4}{2} = 0,21 \text{ м.}$$

Находим расстояние от опорной реакции до края балки

$$t = 0,6a = 0,6 \cdot 0,275 = 0,165 \text{ м.}$$

Расчетная схема приведена на рис. 2.43. Расчетная нагрузка от веса 1 м^2 стены толщиной $d = 38$ см с учетом коэффициента надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$

$$g_1 = G_1 d \gamma_f \gamma_n = 17,7 \cdot 0,38 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 7,02 \text{ кН/м}^2,$$

где $G_1 = \rho g = 1,8 \cdot 9,81 = 17,7$ кН — вес 1 м^3 стены; γ_f — коэффициент надежности по нагрузке.

Расчетная нагрузка от веса фундаментной балки:

$$g_2 = \frac{G_2 \gamma_f \gamma_n}{L} = \frac{13,7 \cdot 1,1 \cdot 0,95}{4,75} = 3,01 \text{ кН/м,}$$

где $G_2 = 13,7$ кН — вес балки [14].

Расчетная нагрузка от оконного заполнения:

$$g_3 = 0,49 \gamma_f \gamma_n = 0,49 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 0,51 \text{ кН/м}^2,$$

где $0,49$ кН — вес 1 м^2 оконного заполнения [9].

При расчете в стадии возведения (1-й случай загрузки) учитываем нагрузку от веса фундаментной балки, веса свежеложенной кладки и веса заполнения оконного проема.

Так как $y_2 = 1,25 \text{ м} < \frac{1}{3} l = \frac{4,2}{3} = 1,4 \text{ м}$ (рис. 2.40), принимаем в расчет вес кладки от фундаментной балки до верхней грани железобетонной обвязочной балки (см. п. 6.53 [12]).

Определяем равномерно распределенную нагрузку от веса подоконной полосы кладки и фундаментной балки

$$g_4 = g_1 y_2 + g_2 = 7,02 \cdot 1,25 + 3,01 = 11,8 \text{ кН/м.}$$

Далее вычисляем равномерно распределенную нагрузку от веса кладки простенков выше подоконника (см. рис. 2.43)

$$g_5 = g_1 \cdot 6 = 7,02 \cdot 6 = 42,12 \text{ кН/м.}$$

Равномерно распределенная нагрузка от оконного заполнения

$$g_6 = g_3 \cdot 6 = 0,51 \cdot 6 = 3,06 \text{ кН/м.}$$

Опорная реакция

$$R_1 = g_4 l_0 / 2 + g_5 c + g_6 l_1 / 2 = \frac{11,8 \cdot 4,42}{2} + 42,12 \cdot 0,21 + \frac{3,06 \cdot 4}{2} = 41,05 \text{ кН.}$$

Изгибающий момент в середине пролета балки

$$M = \frac{g_4 l_0^2}{8} + \frac{g_5 c^2}{2} + \frac{g_6 l_1^2}{8} = \frac{11,8 \cdot 4,42^2}{2} + \frac{42,12 \cdot 0,21^2}{2} + \frac{3,06 \cdot 4^2}{8} = 35,87 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Поперечная сила

$$Q_1 = R_1 = 41,05 \text{ кН.}$$

В расчете законченного строительством здания (2-й случай загрузки) при определении момента инерции сечения балки арматуру не учитываем, так как полагаем армирование менее 1 %. Принятое сечение балки приведено на рис. 2.42; уклонами полки и ребра пренебрегаем.

Площадь сечения бетона

$$A_{tot} = A_f + A_h = 400 + 700 = 1100 \text{ см}^2,$$

где A_f — площадь полки,

$$A_f = b_f h_f' = 40 \cdot 10 = 400 \text{ см}^2;$$

A_h — площадь сечения ребра без полки,

$$A_h = b(h - h_f') = 20(45 - 10) = 700 \text{ см}^2.$$

Статический момент площади сечения бетона относительно оси

$$x_1 - x_1 \text{ (рис. 2.42)} \quad S_0 = 400 \cdot 5 + 700 \cdot 27,5 = 21250 \text{ см}^3,$$

где $z_1 = \frac{10}{2} = 5 \text{ см}$; $z_2 = \frac{46 - 10}{2} = 27,5 \text{ см}$.

Находим расстояние от центра тяжести сечения балки $x - x$ до оси $x_1 - x_1$

$$y = \frac{S_0}{A_{tot}} = \frac{21250}{1100} = 19,32 \text{ см.}$$

Вычисляем момент инерции площади сечения бетона относительно оси $x - x$, проходящей через центр тяжести сечения

$$I_{red} = \frac{20 \cdot 45^3}{12} + 20 \cdot 45 \left(\frac{45}{2} - 19,32 \right)^2 + \frac{(40 - 20) \cdot 10^3}{12} + (40 - 20) \cdot 10 \cdot (19,32 - 5)^2 = 203655 \text{ см}^4.$$

Предварительно определяем жесткость сечения фундаментной балки без учета возможного появления трещин.

$$0,85E_b I_{red} = 0,85 \cdot 20,5 \cdot 10^5 \cdot 20,4 \cdot 10^4 = 35,55 \cdot 10^{10} \text{ Н} \cdot \text{см}^2.$$

Модуль упругости (начальный модуль деформаций) кладки определяем согласно указаниям [12]

$$E_0 = \alpha R_u = 1000 \cdot 2,2 = 2200 \text{ МПа},$$

где α — упругая характеристика кладки (табл. 15 [12]); R_u — временное сопротивление сжатию кладки,

$$R_u = kR = 2 \cdot 1,1 = 2,2 \text{ МПа},$$

здесь $k = 2$ для кладки из кирпича и камней всех видов.

Определяем высоту условного пояса кладки, эквивалентного по жесткости сечению балки

$$H_0 = 2 \sqrt[3]{\frac{0,85E_b I_{red}}{E_0 d}} = 2 \sqrt[3]{\frac{0,85 \cdot 35,55 \cdot 10^{10}}{2,2 \cdot 10^5 \cdot 38}} = 66 \text{ см} = 0,66 \text{ м}.$$

Длина участка распределения давления от грани опоры

$$s_1 = 0,9H_0 = 0,9 \cdot 66 = 59,5 \text{ см}.$$

Длина опорного участка рандбалки (см. рис. 2.41)

$$a_1 = 27,5 \text{ см} < 1,5h = 1,5 \cdot 45 = 67,5 \text{ см},$$

где h — высота фундаментной балки.

В соответствии с п. 6.50 [12], вычисляем длину участка **смятия**

$$l_c = a_1 + s_1 = 27,5 + 59,5 = 87 \text{ см}.$$

Площадь смятия

$$A_c = l_c d = 87 \cdot 38 = 3306 \text{ см}^2.$$

Расчетная площадь сечения

$$A = (l_c + d) d = (87 + 38) \cdot 38 = 4750 \text{ см}^2.$$

Расчетное сопротивление кладки на смятие

$$\begin{aligned} R_c = \xi R &= R \sqrt[3]{\frac{A}{A_c}} = 1,1 \sqrt[3]{\frac{4750}{3306}} = 1,1 \cdot 1,13 = \\ &= 1,24 \text{ МПа} < 1,1 \cdot 1,2 = 1,32 \text{ МПа}, \end{aligned}$$

где $\xi_1 = 1,2$ по табл. 21 [12].

Принимаем $R_c = 1,24$ МПа.

Производим расчет сечения кладки на смятие при треугольной эпюре давления, то есть при $\Psi = 0,5$:

$$\begin{aligned} \Psi d R_c A_c &= 0,5 \cdot 1,25 \cdot 1,24 \cdot 10^2 \cdot 3306 = 256215 \text{ Н} = 256,2 \text{ кН} > \\ &> N_c = R_1 = 41,05 \text{ кН}, \end{aligned}$$

где $d = 1,5 - 0,5\Psi = 1,5 - 0,5 \cdot 0,5 = 1,25$.

Следовательно, прочность кладки обеспечена.

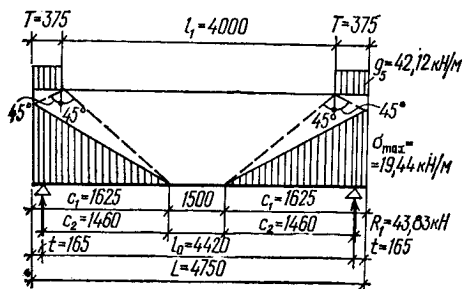


Рис. 2.44. Расчетная схема фундаментной балки для второго случая загрузки

Определяем максимальное значение ординат треугольных эпюр распределения напряжений в соответствии с графиками и формулами табл. 13 прил. 5 (схема 4):

$$\sigma_{\max} = \frac{2g_5 T}{y_2 + T} = \frac{2 \cdot 42,12 \cdot 0,375}{1,25 + 0,375} = 19,44 \text{ кН/м},$$

где $T = 0,375 < y_2 = 1,25$ м;

$$c_1 = T + y_2 = 0,375 + 1,25 = 1,625 \text{ м}.$$

Расчетная схема приведена на рис. 2.44.

Опорная реакция

$$R_1 = 0,5\sigma_{\max}c_1 + 0,5g_4l = 0,5 \cdot 19,44 \cdot 1,625 + 0,5 \cdot 11,8 \cdot 4,75 = 15,8 + 28,03 = 43,83 \text{ кН}.$$

Изгибающий момент в пролете балки от расчетных нагрузок

$$M = \frac{\sigma_{\max}c_1^2}{2} 0,333 + \frac{g_4l_0^2}{8} = \frac{19,44 \cdot 1,625^2}{2} 0,333 + \frac{11,8 \cdot 4,42^2}{8} = 37,37 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Поперечная сила в месте приложения опорной реакции $Q = R_1 = 43,83 \text{ кН}$.

Из сравнения расчетных изгибающих моментов и поперечных сил видно, что наиболее опасным является 2-й случай загрузки (в стадии законченного строительства).

Следовательно, изгибающий момент от нормативных нагрузок

$$M_n = \frac{\sigma_{\max, n}c_1^2}{2} 0,333 + \frac{g_{4n}l_0^2}{8} = \frac{17,7 \cdot 1,625^2}{2} 0,333 + \frac{10,7 \cdot 4,42^2}{8} = 33,91 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $\sigma_{\max, n} = \frac{\sigma_{\max}}{\gamma_f} = \frac{19,44}{1,1} = 17,7 \text{ кН/м}$; $g_{4n} = \frac{11,8}{1,1} = 10,7 \text{ кН/м}$.

2.15.3. Расчет прочности нормальных сечений

Геометрические размеры поперечного сечения балки показаны на рис. 2.42.

Расчет производим по блок-схеме 8 прил. 4.

- $h_0 = h - a = 450 - 40 = 410 \text{ мм}$.
- $\omega = \alpha - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 7,65 = 0,789$.
- $\gamma_{b2} = 0,9 < 1$.

$$4. \sigma_{sc, u} = 500^*$$

$$5. \xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc, u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,789}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,789}{1,1}\right)} = 0,654.$$

$$6. M = 37,37 \text{ кН} \cdot \text{м} < R_b b j' h_j' (h_0 - 0,5h_j') = 7,65 \cdot 400 \cdot 100 (410 - 0,5 \cdot 100) = 110,2 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 110,2 \text{ кН} \cdot \text{мм}.$$

7'. Расчет продолжаем по блок-схеме 4 прил. 4.

$$6. \alpha_0 = \frac{M}{R_b b h_0} = \frac{37,37 \cdot 10^6}{7,65 \cdot 400 \cdot 410^2} = 0,073.$$

$$7. \alpha_0 = 0,073 < 0,5.$$

$$8. \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,073} = 0,076.$$

$$9. \xi = 0,076 < \xi_R = 0,654.$$

$$10. \nu = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,076 = 0,962.$$

$$11. A_{st} = \frac{M}{R_s \nu h_0} = \frac{37,37 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,962 \cdot 410} = 259,6 \text{ мм}^2.$$

$$12. \mu = A_{st} / b h_0 = 259,6 / 200 \cdot 410 = 0,0032.$$

$$13. \mu = 0,32 \% > \mu_{\min} = 0,05 \%.$$

$$14. A_s = A_{st} = 259,6 \text{ мм}^2.$$

Принимаем продольное армирование балки 2 \varnothing 14 А III; $A_s = 305 \text{ мм}^2 > 259,6 \text{ мм}^2$

$$\mu = \frac{308 \cdot 100}{200 \cdot 410} = 0,38 \%$$

2.15.4. Расчет прочности наклонных сечений

Принимаем поперечное армирование продольного ребра фундаментной балки из 2 \varnothing 6АI. Шаг поперечных стержней: в крайних четвертях пролета $s = 100 \text{ мм}$, в средней части $s = 250 \text{ мм}$; $A_{sw} = 28,3 \text{ мм}^2$.

Проверку прочности наклонных сечений производим в соответствии с блок-схемой 11 прил. 4.

$$1. h_0 = h - a = 450 - 40 = 410 \text{ мм}.$$

$$2. Q_{u1} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_f) R_{bt} b h_0 = 0,6 (1 + 0,183) \cdot 0,68 \cdot 200 \cdot 410 = 3,96 \times 10^4 \text{ Н} = 39,6 \text{ кН},$$

где $\varphi_{b3} = 0,6$ для тяжелого бетона;

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b_j - b) h_j'}{b h_0} = 0,75 \frac{(400 - 200) \cdot 100}{200 \cdot 410} = 0,183 < 0,5,$$

здесь $b_j = 400 \text{ мм} < b + 3h_j' = 200 + 3 \cdot 100 = 500 \text{ мм}$.

$$3. Q = 43,83 \text{ кН} > Q_{u1} = 39,6 \text{ кН}.$$

$$4. h = 450 \text{ мм}.$$

$$5. s = 100 \text{ мм} < \frac{1}{2} h = 225 \text{ мм}; s = 100 \text{ мм} < 150 \text{ мм}.$$

$$6. s_{max} = \frac{\varphi_{b4} (1 + \varphi_f) R_{bt} b h_0^2}{Q} = \frac{1,2 (1 + 0,183) \cdot 0,68 \cdot 200 \cdot 410^2}{3,96 \cdot 10^4} = 820 \text{ мм}.$$

$$7. s = 100 \text{ мм} < s_{max} = 820 \text{ мм}.$$

$$8. k = 1 + \varphi_f = 1 + 0,183 = 1,183.$$

$$9. k = 1,183 < 1,5.$$

$$11. Q_{b, \min} = \varphi_{b3} k R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 1,183 \cdot 0,68 \cdot 200 \cdot 410 = 3,96 \cdot 10^4 = 39,6 \text{ кН.}$$

$$12. q_{sw, \min} = Q_{b, \min} / 2h_0 = 3,96 \cdot 10^4 / 2 \cdot 410 = 48,3 \text{ Н/мм.}$$

$$13. q_{sw} = R_{sw} n A_{sw} / s = 175 \cdot 2 \cdot 28,3 / 100 = 99,05 \text{ Н/мм.}$$

$$14. q_{sw} = 99,05 \text{ Н/мм} > q_{sw, \min} = 48,3 \text{ Н/мм.}$$

$$15. M_b = \varphi_{b2} k R_{bt} b h_0^2 = 2 \cdot 1,183 \cdot 0,69 \cdot 200 \cdot 410^2 = 54,09 \cdot 10^6 \text{ Н} \times$$

$$\times \text{мм} = 54,09 \text{ кН} \cdot \text{мм.}$$

$$16. c_0 = \sqrt{M_b / q_{sw}} = \sqrt{54,09 \cdot 10^6 \cdot 99,05} = 739 \text{ мм.}$$

$$17. c_0 = 739 \text{ мм} < 2h_0 = 2 \cdot 410 = 820 \text{ мм.}$$

$$18. c_0 = 739 \text{ мм} > h_0 = 410 \text{ мм.}$$

$$20. Q_{u2} = Q_{b, \min} + q_{sw} c_0 = 39,6 \cdot 10^4 + 99,05 \cdot 739 = 46,92 \cdot 10^4 = 46,9 \text{ кН.}$$

$$21. Q = 43,83 \text{ кН} < Q_{u2} = 46,9 \text{ кН.}$$

Прочность наклонных сечений фундаментной балки достаточна.

2.15.5. Расчет прогибов

Определяем необходимость расчета балки по деформациям приближенным методом, согласно п. 4.27 [6], учитывая, что нагрузка непродолжительного действия отсутствует.

$$\mu \alpha = \mu \frac{E_s}{E_b} = 0,0038 \frac{2 \cdot 10^5}{20,5 \cdot 10^3} = 0,037;$$

$$\varphi_i = \frac{(b_i' - b) h_i'}{b h_0} = \frac{(400 - 200) \cdot 100}{200 \cdot 410} = 0,243.$$

Из табл. 29 [6] при $\mu \alpha = 0,037$; $\varphi_i = 0,243$ и $\varphi = 0$ находим $\lambda = 16$.

Поскольку $l/h_0 = 4420/410 = 11 < \lambda = 16$, расчет по деформациям не требуется.

2.15.6. Расчет ширины раскрытия трещин в нормальных сечениях

Ширину раскрытия нормальных трещин определяем с учетом длительного действия всей нагрузки. При этом напряжения в арматуре определяем упрощенным способом в соответствии с рекомендациями п. 4.10 [6].

Изгибающий момент, соответствующий фактическому армированию

$$M_u = M_n \frac{A_{s1}}{A_s} = 33,91 \cdot 10^6 \frac{308}{259,6} = 40,23 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

где $A_{s1} = 308 \text{ мм}^2$ — фактическая площадь принятой арматуры; $A_s = 259,6 \text{ мм}^2$ — площадь арматуры, требуемая по расчету прочности нормальных сечений.

Тогда

$$\sigma_s = R_s \frac{M_n}{M_u} = 365 \frac{33,91 \cdot 10^6}{40,23 \cdot 10^6} = 307,7 \text{ МПа.}$$

Ширина раскрытия трещин, в соответствии с п. 4.14 [10],

$$a_{crс2} = \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20 (3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d} =$$

$$= 1 \cdot 1,543 \cdot 1 \cdot \frac{307,7}{2 \cdot 10^6} 20 (3,5 - 100 \cdot 0,0038) \sqrt[3]{14} = 0,357 \text{ мм},$$

где $\delta = 1$ для изгибаемых элементов; $\varphi_l = 1,6 - 15\mu = 1,6 - 15 \times 0,0038 = 1,543$; $\eta = 1$ при стержневой арматуре периодического профиля.

Ширина раскрытия трещин оказалась больше допустимой $a_{crс2} = 0,3$ мм (см. табл. 2 [10]). Из условия ширины раскрытия трещин увеличиваем диаметр рабочей арматуры. Принимаем $d = 16$ мм, $A_s = 402 \text{ мм}^2$.

Тогда

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{402}{200 \cdot 410} = 0,0049;$$

$$M_u = 33,91 \cdot 10^6 \cdot \frac{402}{259,6} = 52,51 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм};$$

$$\sigma_s = 365 \frac{33,91 \cdot 10^6}{52,51 \cdot 10^6} = 235,7 \text{ МПа};$$

$$\varphi_l = 1,6 - 15 \cdot 0,0049 = 1,527;$$

$$a_{crс2} = 1 \cdot 1,527 \cdot 1 \cdot \frac{235,7}{2 \cdot 10^6} \cdot 20 (3,5 - 100 \cdot 0,0049) \sqrt[3]{16} =$$

$$= 0,273 \text{ мм} < 0,3 \text{ мм},$$

то есть ширина раскрытия трещин не превышает допустимую. Окончательно принимаем продольное армирование $2 \text{ } \varnothing 16 \text{ АIII}$; $A_s = 402 \text{ мм}^2$.

2.16. ФУНДАМЕНТЫ ПОД КОЛОННЫ

Фундаменты под колонны выполняют из монолитного или сборного железобетона. Фундаменты из сборного железобетона целесообразны при большой их повторяемости и обосновании экономической эффективности. В некоторых случаях применяют составные железобетонные фундаменты из сборного железобетона.

Глубину заложения фундамента назначают в зависимости от гидрогеологических условий на площадке строительства, глубины промерзания, наличия подземного хозяйства, заделки колонны и на основании технико-экономических расчетов, в соответствии со СНиП [11]. Верхний обрез фундамента обычно находится на отметке $-0,15$ м, что связано с окончанием работ нулевого цикла до монтажа колонн каркаса.

Подшву фундамента при центральной нагрузке или близкой к ней принимают квадратной в плане. При внецентренной нагрузке подшву рекомендуется принимать прямоугольной формы с отношением сторон не менее 0,6 и с большей стороной в плоскости действия максимального изгибающего момента.

Фундаменты состоят из плитной части и подколонника со стаканом для заделки сборной колонны. Плитная часть имеет обычно ступенчатую форму. Количество ступеней — не более трех и зависит от размеров подошвы, а также от размеров поперечного сечения подколонника. Все размеры плитной части, а также подколонника в плане по наружным граням должны быть кратны 300 мм. Размеры по высоте подколонника и плитной части назначают кратными 150 мм. Высоты ступеней плитной части принимают равными 300 и 450 мм.

Зазоры между стенками стакана и колонной для возможности рихтовки и качественного заполнения бетоном принимают в нижней части стакана 50 мм, а в верхней — 75 мм. Высота стакана должна быть на 50 мм больше глубины заделки колонны. Глубину заделки колонны прямоугольного сечения в стакан, а также толщину стенок армированного стакана принимают в зависимости от эксцентриситета действующей нормальной силы. При $e_0 \leq 2h_c$ (h_c — большой размер сечения колонны) глубину заделки колонны назначают не менее h_c , а толщину стенок $0,2h_c$. При $e_0 > 2h_c$ глубину заделки увеличивают до $1,4h_c$, а толщину стенок до $0,3h_c$. При этом толщина стенок должна быть не менее 150 мм.

Для двухветвевых колонн глубину заделки принимают не менее $h_i = 0,5 + 0,33h_c$ (h_c — расстояние между наружными гранями ветвей колонны, м), а толщину стенок стакана не менее $0,2h_c$.

Кроме того, глубина заделки растянутой рабочей арматуры колонны в фундамент для прямоугольных колонн при арматуре класса А-II должна быть не менее: для класса бетона колонны В15— $25d$, а для класса В25 и выше — $20d$ (d — наибольший диаметр продольной арматуры подкрановой части колонны). При арматуре класса А-III глубину заделки принимают на $5d$ больше, чем для класса А-II. Для двухветвевых колонн глубину заделки назначают на $5d$ больше, чем для соответствующих прямоугольных.

Минимальную толщину стенок неармированного стакана поверху следует принимать более 0,75 глубины стакана (при глубине стакана меньшей, чем высота подколонника) и более 200 мм. Толщину дна стакана назначают по расчету и не менее 200 мм.

Под монолитные фундаменты независимо от грунтовых условий (кроме скальных грунтов) рекомендуется предусматривать бетонную подготовку толщиной 100 мм из тощего бетона, а под сборными — из среднетвердого песка слоем 100 мм.

Монолитные фундаменты изготавливают из бетона классов В12,5 и В15, сборные — В15; В20 и В25.

Подошвы фундаментов рекомендуется армировать типовыми унифицированными сварными сетками, укладываемыми в два слоя с рабочей арматурой во взаимно перпендикулярном направлении (п. 3.28 [8]). Допускается армировать подошвы фундаментов индивидуальными сварными или вязаными сетками. Два крайних ряда пересечений стержней по периметру сетки в любом случае должны быть соединены сваркой, что необходимо для улучшения анкеровки арматуры. Арматуру сеток рекомендуется принимать класса А-II. Может применяться также арматура класса А-III при условии проверки

ширины раскрытия трещин. Диаметр рабочих стержней арматуры подошвы, укладываемой вдоль стороны размером 3 м и менее, должен быть не менее 10 мм, а стержней, укладываемых вдоль стороны размером более 3 м — не менее 12 мм. Шаг рабочих стержней не должен превышать 200 мм (обычно его принимают равным 200 мм).

Толщину защитного слоя бетона для рабочей арматуры подошвы монолитных фундаментов принимают не менее 35 мм при наличии бетонной подготовки, а при ее отсутствии — 70 мм. В сборных фундаментах и подколонниках монолитных фундаментов защитный слой должен быть не менее 30 мм.

Подколонники армируют продольной и поперечной арматурой по принципу армирования колонн. Площадь сечения продольной арматуры с каждой стороны подколонника должна быть не менее 0,05 % площади поперечного сечения подколонника. Диаметр продольных стержней монолитных подколонников должен быть не менее 12 мм. Продольную арматуру подколонников монолитных фундаментов при отсутствии грунтовых вод рекомендуется устанавливать непосредственно на бетонную подготовку, заканчивая их здесь без крюков и отгибов.

Поперечное армирование стенок стакана следует выполнять горизонтальными сварными сетками с унифицированным шагом. Стержни этих сеток располагаются у наружных и внутренних поверхностей стенок. Диаметр арматуры сеток принимается по расчету, но не менее 8 мм и не менее четверти диаметра продольной арматуры подколонника. Расстояние между сетками следует назначать не более 1/4 глубины стакана и не более 200 мм. Стержни продольной арматуры подколонника должны проходить внутри ячеек сварных сеток поперечной арматуры.

В случае необходимости (после проверки на местное сжатие бетона фундамента под торцом колонны в предположении центрального сжатия без учета сцепления бетона колонны и подколонника на вертикальных гранях) под дном стакана устанавливают две сетки косвенного армирования.

Более детальные сведения о конструировании фундаментов приведены в [8].

При проектировании фундаментов размеры подошвы определяют по нормативным нагрузкам из расчета грунтового основания.

Для одноэтажных промышленных зданий с колоннами на отдельно стоящих фундаментах со свободно опертыми фермами или балками и грузоподъемностью кранов до 500 кН включительно при некоторых видах грунтов и условиях их залегания расчет основания может производиться по нормативным давлениям без проверки осадок.

При определении наибольшего давления на грунт у края подошвы внецентренно нагруженных фундаментов одноэтажных промышленных зданий необходимо учитывать следующие основные комбинации нормативных нагрузок:

первая комбинация (для колонн крайнего и среднего ряда) — все постоянные, временные длительные, снеговая и ветровая нагрузки;

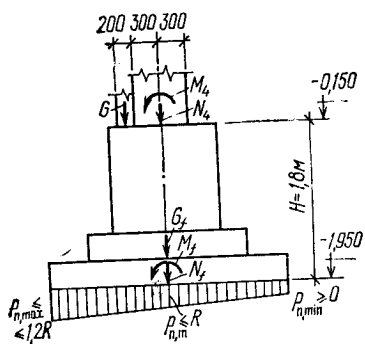


Рис. 2.45. Расчетная схема усилий для фундамента

Расчет фундаментов по прочности (определение высоты плитной части фундамента, размеров ступеней, арматуры фундамента) производят на основное, дополнительное или особое сочетание расчетных нагрузок при коэффициенте $\gamma_f > 1$.

В любом случае среднее давление на основание под подошвой фундамента не должно превышать расчетного сопротивления грунтового основания R . Наибольшее давление на грунт у края подошвы внецентренно нагруженного фундамента не должно превышать $1,2R$. Кроме того, для фундаментов колонн, несущих нагрузку от кранов, должно быть обеспечено полное касание подошвой фундамента грунта основания (рис. 2.45).

2.17. РАСЧЕТ ВНЕЦЕНТРЕННО ЗАГРУЖЕННОГО ФУНДАМЕНТА С ПОВЫШЕННЫМ СТАКАНОМ ПОД КОЛОННУ КРАЙНЕГО РЯДА

2.17.1. Данные для проектирования

Глубина заложения фундамента принята $d_1 = 1,95$ м. Основанием служит суглинок с коэффициентом пористости $e = 0,8$, расчетным значением удельного сцепления $c_{II} = 8$ кПа, углом внутреннего трения $\varphi = 17^\circ$, показателем текучести $I_l = 0,8$ и осредненным расчетным значением удельного веса $\gamma'_{II} = 17$ кН/м³.

Бетон класса В12,5; коэффициент условий работы $\gamma_{b2} = 1,1$ ($R_b = 7,3 \cdot 1,1 = 8,03$ МПа; $R_{bt} = 0,665 \cdot 1,1 = 0,731$ МПа). Арматура нижней сетки фундамента и продольная арматура стакана из стержней класса А-II ($R_s = 280$ МПа).

Под подошвой фундамента предусмотрена подготовка толщиной 100 мм из бетона класса В5, защитный слой бетона 3,5 см.

2.17.2. Усилия, действующие на основание

Расчетная схема усилий, действующих на фундамент, показана на рис. 2.45. Расчетные усилия M_4 , N_4 и Q_4 , передаваемые колонной фундаменту, принимаем по данным табл. 2.12, причем их значения

вторая комбинация (для колонн крайнего ряда) — все постоянные и временные длительные, снеговая, вертикальная и горизонтальная нагрузки не более чем от двух мостовых или подвесных кранов;

вторая комбинация (для колонн среднего ряда) — все постоянные и временные длительные нагрузки, снеговая, вертикальная нагрузка не более чем от четырех мостовых или подвесных кранов и горизонтальная не более чем от двух.

Снеговая нагрузка учитывается только при более невыгодных результатах, чем те, которые получаются, если ее не учитывать.

уменьшаем вдвое, так как в блок-раму входят две колонны крайнего ряда.

Определяем расчетные нагрузки от веса части стены, передающиеся непосредственно на фундамент:

при $\gamma_f > 1$

$$\sigma = \sigma_0/2 + 6,9\gamma_f = 62/2 + 6,9 \cdot 1,1 = 38,6 \text{ кН},$$

где σ_0 — вес нижних стеновых панелей и остекления в блок-раме (на участке длиной 12 м); 6,9 кН — вес одной фундаментной балки длиной 4,75 м;

при $\gamma_f = 1$

$$\sigma = \sigma/\gamma_f = 38,6/1,1 = 35,1 \text{ кН}.$$

Вычисляем эксцентриситет (расстояние от оси стены до оси фундамента при толщине стеновой панели 200 мм)

$$e_7 = \frac{0,2}{2} + \frac{0,6}{2} = 0,4 \text{ м}.$$

Изгибающий момент от расчетной нагрузки от веса участка стены относительно оси фундамента:

при $\gamma_f = 1$

$$\sigma e_7 = -35,1 \cdot 0,4 = -14 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

при $\gamma_f > 1$

$$\sigma e_7 = -38,6 \cdot 0,4 = -15,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Суммарные усилия, действующие относительно оси симметрии подошвы фундамента, определяем по формулам:

$$M_f = M_4 + Q_4 H + \sigma e_7;$$

$$N_f = N_4 + \sigma,$$

где высота фундамента $H = 1,95 - 0,15 = 1,8 \text{ м}$.

Результаты сводим в табл. 2.14.

Таблица 2.14

Расчетные нагрузки	Комбинации усилий	Номера нагрузок из табл. 2.12	Усилия от колонны				Усилия от стены		Усилия на уровне подошвы фундамента		
			M_4 , кН·м	N_4 , кН	Q_4 , кН	$Q_4 H$, кН·м	σ , кН	σe_7 , кН·м	M_f , кН·м	N_f , кН	$e_0 = \frac{M}{N}$, м
при $\gamma_f = 1$	1	1, 2, 5	83,6	380	19,1	34,4	35,1	-14	103,4	415	0,25
	2	1, 2, 3, 4	-11,1	591	-8,6	-15,5			-25,1	626	0,04
	3	1, 3, 4	-12,9	554	-9,3	-16,7			-30,7	589	0,05
при $\gamma_f > 1$	4	1, 5	96,5	378	21,8	39,2	38,6	-15,4	120,3	417	0,29
	5	1, 3, 4, 6	-73,5	587	-21,4	-38,5			-127	626	0,2
	6	1, 2, 3, 4, 6	-71,3	632	-20,5	-37			-124	671	0,18

При составлении комбинаций усилий от расчетных нагрузок при $\gamma_f = 1$ учтены указания по определению наибольшего давления на грунт у края подошвы внецентренно нагруженных фундаментов. Расчетные усилия при $\gamma_f = 1$ получены делением расчетных усилий от отдельных видов нагрузок при $\gamma_f > 1$ на соответствующие коэффициенты надежности по нагрузке.

Расчетные усилия при $\gamma_f > 1$ определены с учетом коэффициента сочетаний нагрузок, равного 0,9.

2.17.3. Размеры подошвы фундамента

Расчет ведем по нагрузкам при $\gamma_f = 1$ методом последовательных приближений.

Для определения предварительных размеров подошвы фундамента расчетное сопротивление основания R_0 принимаем по табл. 1 прил. 3 СНиП 2.02.01-83 [11].

При $e = 0,8$ и $I_l = 0,9$ (для суглинка) $R_0 = 150$ кПа.

Предварительно определяем размер меньшей стороны подошвы фундамента, исходя из его работы на центральное загрузеение максимальной продольной силой,

$$b = \sqrt{\frac{N_f}{R_0 - \gamma_m d_1}} = \sqrt{\frac{626}{150 - 20 \cdot 1,95}} = 2,38 \text{ м,}$$

где $\gamma_m = 20$ кН/м³ — средний удельный вес фундамента и грунта на его уступах.

Задаемся ближайшим кратным 300 мм размером $b = 2,4$ м и отношением $m = \frac{b}{a} = 0,8$.

Тогда бо́льшая сторона подошвы фундамента

$$a = \frac{b}{m} = \frac{2,4}{0,8} = 3 \text{ м.}$$

Так как размеры a и b кратны 300 мм, оставляем полученные размеры для дальнейшего расчета без изменений.

Площадь фундамента

$$A = ab = 2,4 \cdot 3 = 7,2 \text{ м}^2.$$

Момент сопротивления подошвы фундамента

$$W = \frac{ba^2}{6} = \frac{2,4 \cdot 3^2}{6} = 3,6 \text{ м}^3.$$

Уточняем значение расчетного сопротивления грунта основания, согласно п. 2.41 [11]:

$$\begin{aligned} R &= \frac{\gamma_{c1} \gamma_{c2}}{k} (M_{\gamma} k_z b \gamma_{II} + M_{\sigma} d_1 \gamma_{II} + M_c c_{II}) = \\ &= \frac{1 \cdot 1}{1} (0,39 \cdot 1 \cdot 2,4 \cdot 17 + 2,57 \cdot 1,95 \cdot 17 + 5,15 \cdot 8) = 142 \text{ кПа,} \end{aligned}$$

где $\gamma_{c1} = 1$ для суглинков; $\gamma_{c2} = 1$ для зданий с гибкой конструктивной схемой; $k = 1$, если характеристики (φ и c) определены испытаниями; $k_2 = 1$ при $b < 10$ м; γ_{II} — осредненное значение удельного веса грунтов условно принято равным 17 кН/м^3 ; $M_\gamma = 0,39$; $M_q = 2,57$; $M_c = 5,15$ — коэффициенты, зависящие от φ и принимаемые по табл. 4 [11].

Проверяем принятые размеры подошвы фундамента исходя из того, что максимальное давление на грунт $p_{n,max}$ не должно превышать $1,2R$, минимальное $p_{n,min}$ не должно быть меньше нуля, а среднее $p_{n,m}$ должно быть не больше R .

Давление на грунт определяем по формуле

$$p_n = \gamma_m d_1 + \frac{N_f}{A} \pm \frac{M_f}{W}$$

Комбинация усилий 1:

$$p_n = 20 \cdot 1,95 + \frac{415}{7,2} \pm \frac{103,4}{3,6} = 39 + 57,6 \pm 28,7;$$

$$p_{n,max} = 39 + 57,6 + 28,7 = 125 \text{ кПа} < 1,2R = 1,2 \cdot 142 = 170 \text{ кПа};$$

$$p_{n,min} = 39 + 57,6 - 28,7 = 67,9 \text{ кПа} > 0;$$

$$p_{n,m} = 39 + 57,6 = 96,6 \text{ кПа} < R = 142 \text{ кПа}.$$

Комбинация усилий 2:

$$p_n = 20 \cdot 1,95 + \frac{626}{7,2} \pm \frac{25,1}{3,6} = 39 + 86,9 \pm 7;$$

$$p_{n,max} = 39 + 86,9 + 7 = 133 \text{ кПа} < 170 \text{ кПа};$$

$$p_{n,min} = 39 + 86,9 - 7 = 119 \text{ кПа} > 0;$$

$$p_{n,m} = 39 + 86,9 = 126 \text{ кПа} < 142 \text{ кПа}.$$

Комбинация усилий 3:

$$p_n = 20 \cdot 1,95 + \frac{589}{7,2} \pm \frac{30,7}{3,6} = 39 + 81,8 \pm 8,5;$$

$$p_{n,max} = 39 + 81,8 + 8,5 = 129 \text{ кПа} < 170 \text{ кПа};$$

$$p_{n,min} = 39 + 81,8 - 8,5 = 112 \text{ кПа} > 0;$$

$$p_{n,m} = 39 + 81,8 = 121 \text{ кПа} < 142 \text{ кПа}.$$

Так как давление p_n во всех трех комбинациях усилий значительно меньше допустимых значений, то с целью экономии бетона принимаем следующие размеры подошвы фундамента: $a = 2,7$ м; $b = 2,4$ м.

Тогда $A = 2,4 \cdot 2,7 = 6,48 \text{ м}^2$; $W = 2,92 \text{ м}^3$.

Значение R не изменяется, так как ширина фундамента $b = 2,4$ м осталась прежней.

Проверяем давление $p_{n,max}$ и $p_{n,m}$ по комбинации усилий 3, которая дает наибольшее их значение:

$$p_{n,max} = 20 \cdot 1,95 + \frac{626}{6,48} + \frac{25,1}{2,92} = 144 \text{ кПа} < 170 \text{ кПа};$$

$$p_{n,m} = 20 \cdot 1,95 + \frac{626}{6,48} = 136 \text{ кПа} < 142 \text{ кПа}.$$

Давление на грунт меньше допустимых величин при незначительном запасе, что указывает на правильный подбор размеров фундамента.

По комбинации 1 ($e_{0max} = 0,25$ м, табл. 2.14) проверяем возможность отрыва подошвы фундамента от основания:

$$p_{n, min} = 20 \cdot 1,95 + \frac{415}{6,48} - \frac{103,4}{2,92} = 67,6 \text{ кПа} > 0.$$

Следовательно, отрыв подошвы невозможен, принятые во втором приближении размеры подошвы фундамента достаточны.

Расчет осадок фундамента в данном примере не приводится.

2.17.4. Расчетные давления в грунте под подошвой фундамента

Принимаем размеры и количество ступеней фундамента, размеры стакана и подколонника согласно указаниям п. 2.16 (рис. 2.46).

Глубину стакана определяем исходя из глубины заделки колонны до отметки — 1,000 м.

Возможными расчетными комбинациями являются комбинации 5 и 6 (табл. 2.14).

Давления под подошвой фундамента вычисляем на краю, в сечениях 1—1, 2—2, 3—3 и по его оси (рис. 2.46).

Комбинация усилий 5:

$$p_{max} = \frac{N_f}{A} + \frac{M_f}{W} = \frac{626}{6,48} + \frac{127}{2,92} = 96,6 + 43,5 = 140 \text{ кПа};$$

$$p_1 = \frac{N_f}{A} + \frac{M_f}{W} \frac{a_1}{0,5a} = 96,6 + 43,5 \frac{0,9}{1,35} = 126 \text{ кПа};$$

$$p_2 = \frac{N_f}{A} + \frac{M_f}{W} \frac{a_2}{0,5a} = 96,6 + 43,5 \frac{0,6}{1,35} = 116 \text{ кПа};$$

$$p_3 = \frac{N_f}{A} + \frac{M_f}{W} \frac{a_3}{0,5a} = 96,6 + 43,5 \frac{0,3}{1,35} = 106 \text{ кПа};$$

$$p_{mt} = \frac{N_f}{A} = 96,6 \text{ кПа}.$$

Комбинация усилий 6:

$$p_{max} = \frac{671}{6,48} + \frac{124}{2,92} = 103,5 + 42,5 = 146 \text{ кПа};$$

$$p_1 = 103,5 + 42,5 \frac{0,9}{1,35} = 132 \text{ кПа};$$

$$p_2 = 103,5 + 42,5 \frac{0,6}{1,35} = 122 \text{ кПа};$$

$$p_3 = 103,5 + 42,5 \frac{0,3}{1,35} = 113 \text{ кПа};$$

$$p_m = 103,5 \text{ кПа}.$$

Во всех сечениях давление в грунте при комбинации усилий 6 является большим.

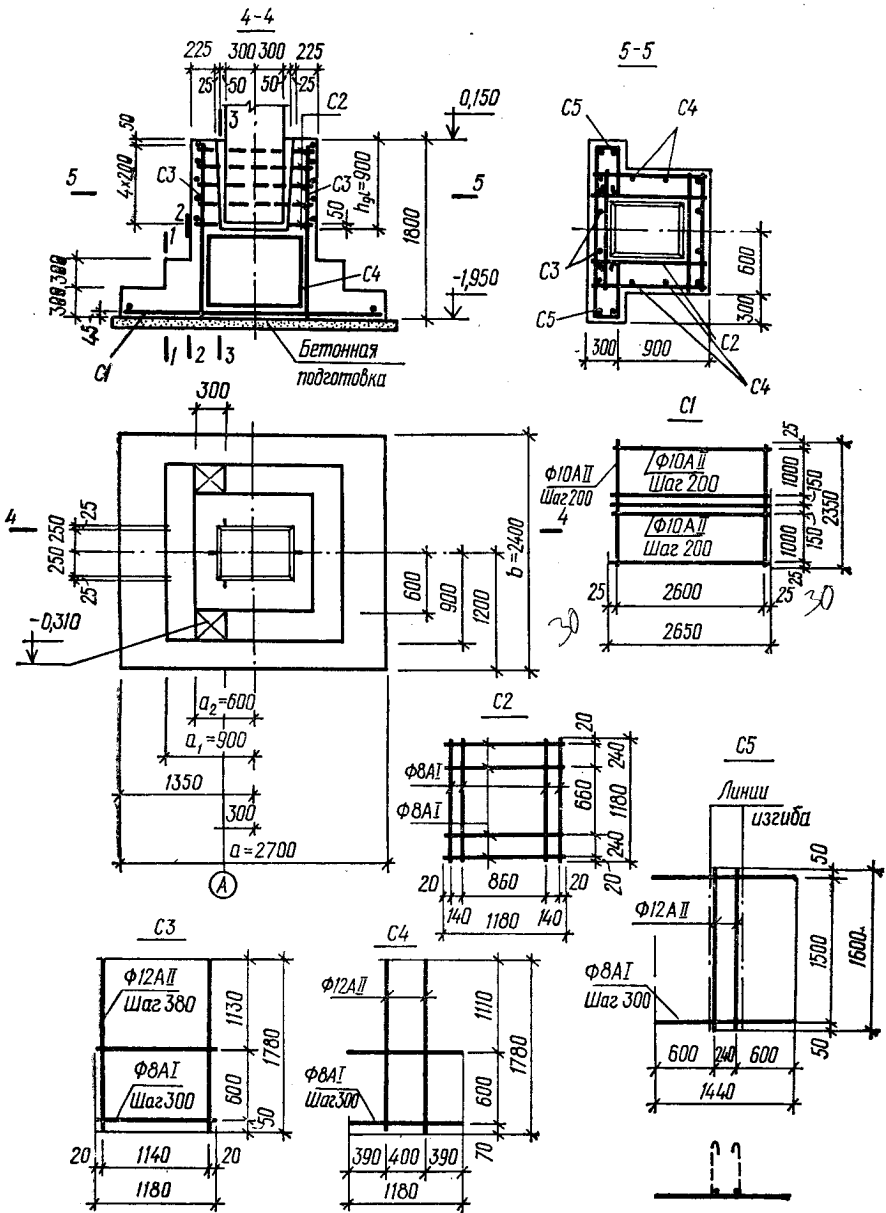


Рис. 2.46. Конструкция фундамента под крайнюю колонну

2.17.5. Расчет прочности фундамента на продавливание

Так как рассматривается фундамент с повышенным подколонником, прочность фундамента на продавливание по грани колонны не проверяем.

Для проверки принятой высоты первой ступени вычисляем прочность по грани плоскости продавливания $CDEF$, параллельной меньшей стороне подошвы фундамента (рис. 2.47).

Размер нижней стороны грани плоскости продавливания

$$b_{01} = b_1 + 2h_1 = 1800 + 2 \cdot 300 = 2400 \text{ мм.}$$

Средний размер этой грани

$$u_m = \frac{b_{01} + b_1}{2} = \frac{2400 + 1800}{2} = 2100 \text{ мм.}$$

Вычисляем площадь прямоугольника $ABCD$

$$A = 150 \cdot 2400 = 360 \cdot 10^3 \text{ мм}^2.$$

Расчетную продавливающую силу F определяем по формуле

$$F = \bar{A} p_{max} = 360 \cdot 10^3 \cdot 0,146 = 52,6 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Проверяем условие

$$F = 52,6 \cdot 10^3 \text{ Н} < \alpha R_{bt} \bar{u}_m h = 1 \cdot 0,731 \cdot 2100 \cdot 300 = 461 \cdot 10^3 \text{ Н,}$$

то есть прочность на продавливание по рассматриваемой грани и высота первой ступени достаточны. (Здесь коэффициент $\alpha = 1$ для тяжелого бетона).

Аналогично проверяем высоту второй ступени фундамента.

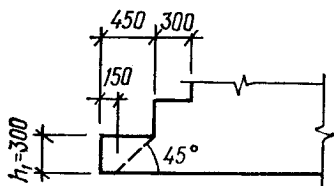


Рис. 2.47. Расчетная схема нижней ступени на продавливание

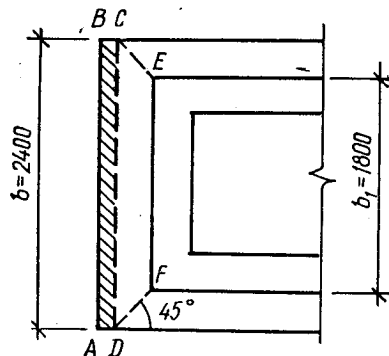
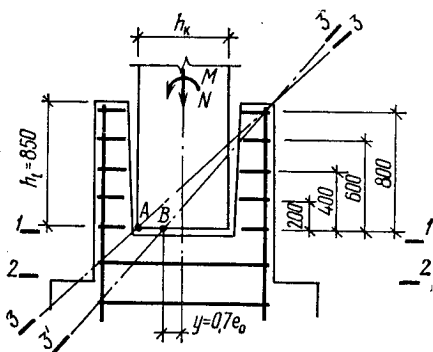


Рис. 2.48. Сечение для расчета продольной и поперечной арматуры подколонника



Высоту ступеней в направлении большей стороны подошвы фундамента не проверяем, так как размеры граней плоскости продавливания больше, чем в рассмотренном выше случае.

2.17.6. Расчет арматуры подошвы фундамента

Рассчитываем арматуру в направлении большей стороны подошвы фундамента.

Сечение 1—1. Рабочая высота сечения

$$h_{01} = h_1 - a = 300 - 45 = 255 \text{ мм.}$$

Определяем изгибающий момент

$$M_1 = bL^2 \frac{2p_{max} + p_1}{6} = 2,4 \cdot 0,45^2 \frac{2 \cdot 146 + 132}{6} = 34,3 \text{ кН} \cdot \text{м,}$$

где L — расстояние от наружной грани до рассматриваемого сечения.

Коэффициент

$$\alpha_m = \frac{M_1}{R_b b h_{01}^2} = \frac{34,3 \cdot 10^6}{8,03 \cdot 2400 \cdot 255^2} = 0,027.$$

Тогда по табл. 4 прил. 2 $\nu = 0,987$.

Площадь арматуры

$$A_{s1} = \frac{M_1}{R_s \nu h_{01}} = \frac{34,3 \cdot 10^6}{280 \cdot 0,987 \cdot 255} = 487 \text{ мм}^2.$$

Сечение 2—2. Вычисляем:

$$h_{02} = 600 - 45 = 555 \text{ мм;}$$

$$M_2 = 2,4 \cdot 0,75^2 \frac{2 \cdot 146 + 122}{6} = 93,2 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

$$\alpha_m = \frac{93,2 \cdot 10^6}{8,03 \cdot 2400 \cdot 555^2} = 0,016;$$

по табл. 4 прил. 2 $\nu = 0,992$;

$$A_{s2} = \frac{93,2 \cdot 10^6}{280 \cdot 0,992 \cdot 555} = 605 \text{ мм}^2.$$

Сечение 3—3. Вычисляем:

$$h_{03} = 1800 - 45 = 1765 \text{ мм;}$$

$$M_3 = 2,4 \cdot 1,05^2 \frac{2 \cdot 146 + 113}{6} = 178,6 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

$$\alpha_m = \frac{178,6 \cdot 10^6}{8,03 \cdot 2400 \cdot 1765^2} = 0,003;$$

по табл. 4 прил. 2 $\nu = 0,998$;

$$A_{s3} = \frac{178,6 \cdot 10^6}{280 \cdot 0,998 \cdot 1765} = 362 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 13 \emptyset 10АII с шагом 200 мм, $A_s = 1021 \text{ мм}^2 > 605 \text{ мм}^2$ (рис. 2.46).

Количество арматуры в направлении меньшей стороны подошвы фундамента определяем по среднему напряжению в грунте под подошвой фундамента p_m ; изгибающие моменты вычисляем по формуле $M = aL^2 p_m / 2$. При расчете учитываем уменьшение h_0 , так как арматура расположена во втором ряду.

Расчетом, аналогичным предыдущему, устанавливаем, что арматуру, укладываемую вдоль меньшей стороны подошвы фундамента, следует принять в количестве $14 \varnothing 10AII$ с шагом 200 мм, $A_s = 1099 \text{ мм}^2$.

2.17.7. Расчет продольной арматуры стакана

Площадь продольной арматуры определяем в сечении 1—1 и 2—2 (рис. 2.48).

Сечение 1—1 приведем к двутавровому (рис. 2.49).

Вычисляем изгибающий момент и продольную силу в сечении 1—1 по комбинации усилий 6:

$$M = M_4 + Q_4 h_{gl} + G e_7 = -71,3 - 20,5 \cdot 0,9 - 15,4 = -105 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N = N_4 + G + G_f = 632 + 38,6 + 1,2 \cdot 1,2 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 1,1 \times 0,981 = 706 \text{ кН}.$$

Тогда эксцентриситет

$$e_0 = M/N = 105/706 = 0,149 \text{ м} = 149 \text{ мм}.$$

Применяем симметричное армирование.

Далее проверяем условие:

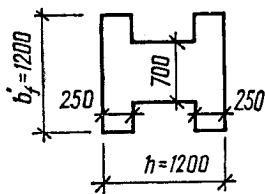
$$N = 706 \cdot 10^3 \text{ Н} < R_b b_f h_f^2 = 8,03 \cdot 1200 \cdot 250 = 2409 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

Так как условие соблюдается, то есть нейтральная ось проходит в пределах полки, арматуру рассчитываем как для прямоугольного сечения шириной $b_f = 1200 \text{ мм}$.

Высота сжатой зоны

$$x = \frac{N}{R_b b_f} = \frac{706 \cdot 10^3}{8,03 \cdot 250} = 352 \text{ мм} > 2a_s' = 2 \cdot 35 = 70 \text{ мм}.$$

Тогда площадь сечения арматуры при $h_0 = 1200 - 35 = 1165 \text{ мм}$



$$A_s = A_s' = \frac{N [e - (h_0 - 0,5x)]}{R_s (h_0 + a_s')} = \frac{706 \cdot 10^3 [714 - (1165 - 0,5 \cdot 352)]}{280 (1165 - 35)} < 0,$$

где $e = e_0 + h/2 - a = 149 + 1200/2 - 35 = 714 \text{ мм}$.

Так как арматура по расчету не требуется, то площадь ее определяем по формуле

$$A_s = A_s' = 0,0005 b_f h = 0,0005 \cdot 1200 \cdot 1200 = 720 \text{ мм}^2.$$

Рис. 2.49. Сечение для расчета продольной арматуры подколонника

Принимаем по 4 Ø 16АII с каждой стороны стакана,

$$A_s = A'_s = 804 \text{ мм}^2.$$

В сечении 2—2 усилия незначительно больше вычисленных для сечения 1—1, поэтому арматура остается без изменений.

2.17.8. Расчет поперечной арматуры стакана

Поперечную арматуру стакана рассчитываем в зависимости от эксцентриситета $e_0 = M/N$, где M и N — усилия в колонне на уровне нижнего торца колонны (рис. 2.48).

Как показывает расчет, комбинации 5 и 6 дают меньшее сечение арматуры A_{sw} , поэтому расчетной для поперечной арматуры является комбинация 4 (табл. 2.14).

Эксцентриситеты

$$e_0 = \frac{M_4 + Q_4 h_l + G e_7}{M_4 + G + G_f} = \frac{96,5 + 21,8 \cdot 0,85 - 15,4}{378 + 38,6 + 33,02} = 0,222 \text{ м} = 222 \text{ мм},$$

где G_f — нагрузка от веса подколонника на уровне торца колонны,

$$G_f = 1,2 \cdot 1,2 \cdot 0,85 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,981 = 33,02 \text{ кН}.$$

Так как $h_c/2 = 600/2 = 300 \text{ мм} > e_0 = 222 \text{ мм} > h_c/6 = 600/6 = 100 \text{ мм}$, расчет ведем по наклонному сечению 3'—3', проходящему через точку B . Площадь сечения арматуры, расположенной в одном уровне, определяем по формуле

$$\begin{aligned} A_{sw} &= \frac{M_4 + Q_4 h_l - N_4 \cdot 0,7 e_0 + G (e_7 - 0,7 e_0)}{R_s \sum z_{sw}} = \\ &= \frac{96,5 \cdot 10^6 + 21,8 \cdot 10^3 \cdot 850 - 378 \cdot 10^3 \cdot 0,7 \cdot 222 + 38,6 \cdot 10^3 (400 - 0,7 \cdot 222)}{225 \cdot 2000} = \\ &= 146 \text{ мм}^2, \end{aligned}$$

где h_l — глубина заделки колонны в фундамент; $\sum z_{sw}$ — сумма расстояний от каждого ряда поперечной арматуры до нижней грани колонны (учитываем только ряды поперечной арматуры, расположенные выше нижней грани колонны);

$$\sum z_{sw} = 800 + 600 + 400 + 200 = 2000 \text{ мм}.$$

Необходимая площадь сечения рабочего стержня сварной сетки

$$A_{sw1} = 146/4 = 36,5 \text{ мм}^2,$$

где 4 — число стержней сетки, воспринимающих растягивающие усилия от изгибающего момента.

Принимаем $\varnothing 8A1$, $A_{sw1} = 50,3 \text{ мм}^2$ (рис. 2.46).

При $e_0 \leq h_c/6$ поперечная арматура ставится конструктивно.

При $e_0 > h_c/2$ ведем расчет по наклонному сечению 3—3, проходящему через точку A . Тогда сечение арматуры, расположенной в одном ряду, определяют по формуле

$$A_{sw} = \frac{0,8 [M_4 + Q_4 h_1 - N_4 0,5 h_0 + G (e_7 - 0,5 h_c)]}{R_s \sum z_{sw}},$$

где 0,8 — коэффициент, учитывающий влияние продольной арматуры.

ГЛАВА 3. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ ОДНОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ С ШАГОМ КОЛОНН 12 м ПРОЛОТОМ 36 м

3.1. КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ С ШАГОМ СТРОПИЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ 12 м

Выше рассмотрено конструктивное решение одноэтажного промышленного здания при шаге балок покрытия 6 м, а рам 12 м с применением подстропильных конструкций.

В ряде случаев более экономичным является решение с шагом рам 12 м и без подстропильных конструкций, хотя это и приводит к некоторому увеличению расхода материалов на покрытие.

В зданиях при скатной кровле и мостовых кранах увеличение расхода материалов сравнительно невелико, а в зданиях с плоской кровлей, и подвесным транспортом, а также при подвесных потолках это увеличение более существенно.

При изменении шага стропильных конструкций (балок, ферм, арки) с 6 на 12 м и плитах покрытия размером 3 × 12 м значительно сокращается количество монтажных элементов и, как следствие, почти вдвое уменьшается трудоемкость монтажных работ.

При применении подвесного транспортного оборудования или подвесных потолков, а также при подвеске значительного количества различных коммуникаций рекомендуется располагать несущие конструкции покрытия через 6 м и использовать подстропильные конструкции.

При проектировании зданий, оборудованных мостовыми кранами, с шагом колонн 12 м рекомендуется во всех случаях, когда это возможно, принимать расстояние между основными несущими конструкциями покрытия 12 м. При этом шаг колонн крайнего ряда выбирают с учетом конструктивного решения стенового заполнения.

Шаг стропильных конструкций 6 или 12 м выбирают на основании технико-экономического обоснования с учетом условий производства работ, возможностей производственной базы, особенностей конструктивных решений, обусловленных технологией производства и т. п.

В качестве стропильных конструкций при шаге колонн 12 м могут применяться фермы или арки. При пролетах 30 м и более арки экономичнее ферм.

Железобетонные арки применяют двухшарнирные, трехшарнирные и бесшарнирные. Наиболее распространены сборные двухшарнирные арки с затяжками, которые являются один раз статически неопределимыми системами. В их расчетах учитывают сплошную распределенную нагрузку от веса покрытия и снега, одностороннюю нагрузку от снега, сосредоточенные нагрузки от подвесного транспорта и опирания фонарей.

Двухшарнирные арки проектируют пологими со стрелой подъема 1/5—1/9 пролета, чаще параболического очертания, при котором ось арки близка к кривой давления, и, следовательно, изгибающие

моменты в сечениях арки минимальны. Полного совпадения оси арки с кривой давления достигнуть не удастся, так как при многих схемах загрузки вследствие усадки и ползучести бетона появление изгибающих моментов в сечениях арки неизбежно. На практике для типизации конструкций, унификации блоков сборных арок и упрощения производства работ очертания осей пологих двухшарнирных арок принимают по дуге окружности.

Стропильные арки применяют для пролетов до 36 м при шаге колонн 6 и 12 м. Сечения принимают прямоугольными, тавровыми или двутавровыми высотой $1/30$ — $1/40$ пролета и шириной

$$b = \left(\frac{1}{2} \cdots \frac{1}{2,5} \right) h.$$

Для арок применяют бетон классов В25—В40. Сборные арки проектируют из блоков, которые соединяют при сборке ванной сваркой выпусков рабочей арматуры с заделкой швов бетоном. Соединение блоков возможно также сваркой закладных деталей.

Арки армируют горячекатанными стержнями класса А-II и А-III, которые размещают обычно симметрично.

Для покрытий промышленных зданий, как правило, применяются арки с затяжкой.

Затяжки проектируют стальными или железобетонными. Стальные затяжки могут быть гибкими, из стержней большого диаметра или жесткими, из профильной стали. Концы затяжек приваривают к закладным деталям опорного узла, заделывают в опорный узел или выводят за торец опорного узла и закрепляют гайками.

Железобетонные затяжки армируют стержневой горячекатанной или проволочной арматурой в виде канатов или рассредоточенных по сечению проволок. Для уменьшения провисания затяжек предусматривают металлические или железобетонные подвески через 4—6 м по длине арки.

При всех видах армирования затяжки целесообразно выполнять предварительно напряженными, что повышает жесткость и трещиностойкость конструкции во время эксплуатации. Усилие предварительного натяжения затяжек обычно принимают равным расбору от постоянной нагрузки. Предварительное напряжение создают натяжением затяжек или подтягиванием подвесок.

В арках больших пролетов арматуру затяжек, натягиваемую на бетон, часто располагают в открытых пазах.

Натяжение арматуры затяжек, арок больших пролетов, как правило, выполняют в два—три этапа по мере увеличения постоянной нагрузки на арку. Это позволяет уменьшать размеры поперечного сечения затяжек.

Затяжки, армированные проволочной арматурой, натягиваемой на упоры, изготавливают в виде цельного элемента с опорными блоками. Это повышает надежность опорных узлов и обеспечивает хорошее заанкеривание растянутой арматуры затяжек в бетоне опорных узлов.

Подвески крепят к арке и затяжке при помощи сварки стальных вкладных деталей.

Для учета влияния продольного изгиба арки в плоскости ее кривизны расчетную длину принимают равной: для трехшарнирных арок $0,58L$; для двухшарнирных $0,54L$; для бесшарнирных $0,365L$, где L — длина оси арки.

Наибольшей точности при расчете арки можно достигнуть, применяя методы, учитывающие не только упругие, но и пластические деформации бетона.

Для зданий пролетом 30 м и более, оборудованных мостовыми кранами, в качестве опор конструкций покрытий целесообразны двухветвевые колонны со сплошным сечением в надкрановой части. Шаг колонн — 6 и 12 м.

Высота сечения колонны в надкрановой части H_2 назначается из условия опирания стропильной конструкции без устройства специальных консолей и из условий соблюдения требуемого зазора между габаритом мостового крана и гранью колонны.

Подкрановая часть двухветвевых колонн состоит из двух стоек, соединенных распорками, располагаемыми через 2—3 м. Для средних колонн в нижней подкрановой части допускают смещение оси ветви по отношению к оси подкрановой балки; высоту всего сечения средних колонн принимают $h_c = 1400 \dots 1600$ мм, крайних $h_c = 1000 \dots 1300$ мм. При этом высоту сечения ветви принимают $h = 250$ или 300 мм, а ширину $b = 500$ или 600 мм.

Разбивку распорок рекомендуется выполнять так, чтобы расстояние между осями были одинаковыми и не превышали $(8 \dots 10) h$, где h — меньший размер сечения ветви колонны. При этом расстояние от уровня пола до низа первой наземной распорки должно быть не менее 1,8 м.

Высоту распорок рекомендуется принимать равной:

для рядовых распорок $(1 \dots 2) h$; для распорки в месте изменения сечения колонны (верхней) не менее удвоенной высоты рядовой распорки при строгом выполнении условия $Q < 0,3\varphi_{\omega 1}\varphi_{b1}R_b b h_0$, где Q — поперечная сила в распорке; b — ширина сечения распорки; h_0 — рабочая высота сечения распорки, располагаемой в пределах стакана фундамента (не менее 200 мм).

Ширина распорок принимается равной ширине ветви.

Для колонн применяют бетон классов В15—В25. Класс бетона назначается в зависимости от продольных усилий и изгибающих моментов, действующих в сечениях колонн.

Для продольного армирования колонн применяют горячекатаную стержневую арматурную сталь периодического профиля класса А-III. В отдельных случаях можно применять стержневую арматуру класса А-II. Продольную рабочую арматуру внецентренно сжатых колонн располагают у граней, перпендикулярных плоскости изгиба колонны. В двухветвевых колоннах, испытывающих действие изгибающих моментов, различных по знаку и близких по значению, рекомендуется применять симметричное армирование.

В случае, если окажется, что арматура по расчету на прочность не требуется, принимают конструктивное армирование с условием, чтобы у каждой короткой грани колонны было не менее двух стержней $\varnothing 16$ мм и площадь сечения не менее $0,002bh_0$.

Диаметр продольных рабочих стержней колонн назначают не менее 16 мм и не более 40 мм. Диаметр продольных стержней конструктивной арматуры следует принимать не менее 12 мм. В одном плоском каркасе необходимо применять продольные рабочие стержни не более двух различных диаметров, отличающихся больше, чем на два номера, причем стержни большего диаметра ставят в углах колонны.

Для поперечного армирования применяют горячекатанную арматуру класса А-I и обыкновенную холоднотянутую проволоку класса В-I. Хомуты в колоннах во всех случаях должны устанавливаться не реже, чем через 500 мм и $15d$ при вязанных каркасах. Диаметр вязанных хомутов принимается 5—8 мм.

Толщина защитного слоя бетона для рабочей арматуры принимается равной 25 мм, но не менее диаметра рабочих стержней.

Ниже приведены примеры расчета плиты покрытия, арки и двухветвевой колонны. Остальные железобетонные конструкции поперечника здания (подкрановая балка и фундамент) рассчитывают аналогично приведенным в гл. 2.

3.2. РАСЧЕТ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ ПЛИТЫ ПОКРЫТИЯ ТИПА «ДВОЙНОЕ Т» 3×12 м

3.2.1. Данные для проектирования

Бетон класса В35, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении; коэффициент условий работы $\gamma_{b2} = 0,9$ ($R_b = 0,9 \cdot 19,5 = 17,55$ МПа; $R_{b,ser} = 25,5$ МПа; $R_{bt} = 0,9 \cdot 1,3 = 1,17$ МПа; $R_{bt,ser} = 1,95$ МПа; $E_b = 3,1 \cdot 10^4$ МПа (табл. 1 прил. 1)).

Напрягаемая арматура — канаты $\varnothing 9$ К7 из высокопрочной проволоки $\varnothing 3$ ВП ($R_s = 1145$ МПа; $R_{s,ser} = 1370$ МПа; $E_s = 1,8 \times 10^5$ МПа (табл. 3 прил. 1)).

Рабочая продольная ненапрягаемая арматура каркасов — из стали класса А-III диаметром менее 10 мм ($R_s = 355$ МПа; $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа (табл. 2 прил. 1)).

Поперечная арматура каркасов и сетки из обыкновенной проволоки класса Вр-I (при диаметре 4 мм: $R_s = 365$ МПа; $R_{sw} = 265$ МПа; при диаметре 5 мм: $R_s = 360$ МПа; $R_{sw} = 260$ МПа; $E_s = 1,7 \cdot 10^5$ МПа (табл. 3 прил. 1)).

Размеры плиты приведены на рис. 3.1.

Натяжение арматуры принимаем механическим способом на упоры формы. Обжатие бетона выполняем при прочности бетона $R_{bp} = 0,8B = 0,8 \cdot 35 = 28$ МПа.

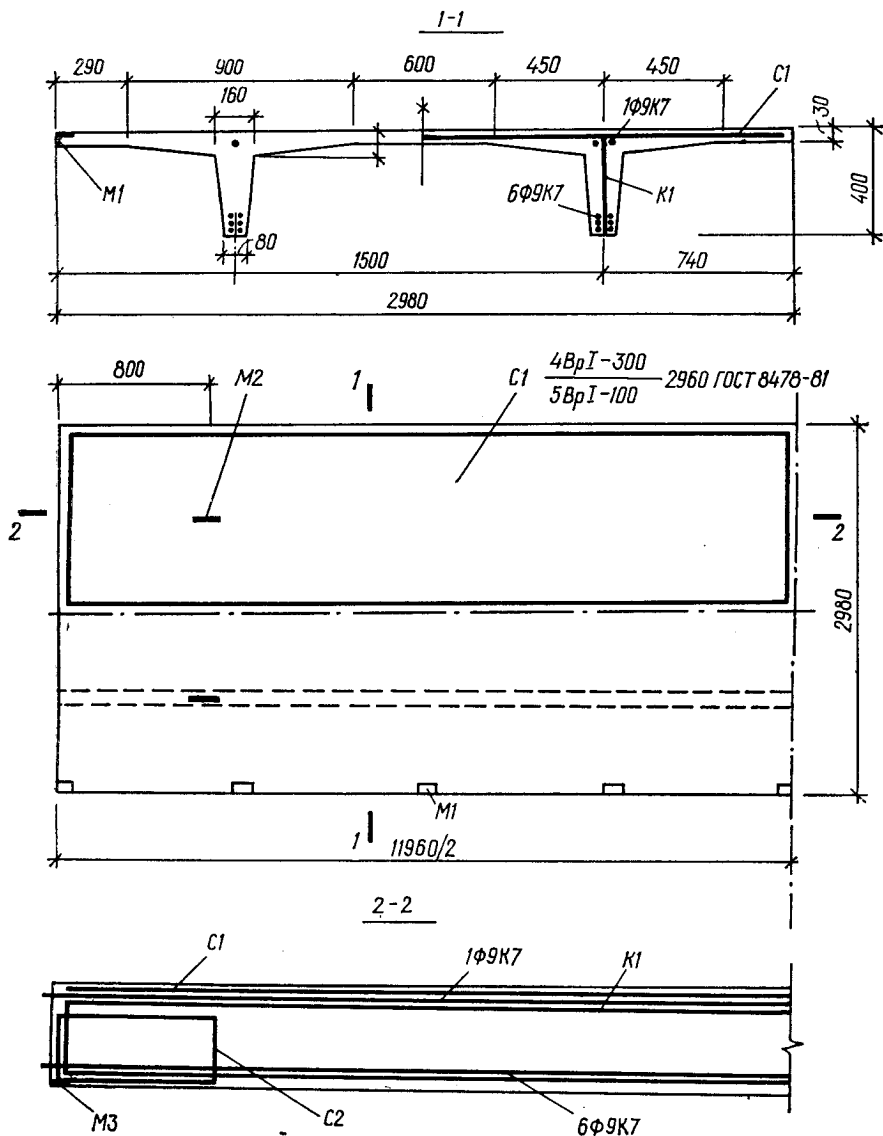


Рис. 3.1. Размеры и армирование плиты покрытия «двойное Т»

3.2.2. Нагрузки

Нагрузки на покрытие с учетом коэффициента надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$ приведены в табл. 3.1.

Определяем массу плиты покрытия. Площадь поперечного сечения

$$A_b = 2,98 \cdot 0,03 + (0,4 - 0,03) \cdot \frac{0,16 + 0,08}{2} \cdot 2 + \\ + 0,04 \cdot 0,37 \cdot 0,5 \cdot 4 = 0,2078 \text{ м}^2.$$

Таблица 3.1

Вид нагрузки	Нагрузка при $\gamma_f=1$, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке γ_f	Нагрузка при $\gamma_f > 1$, кН/м ²
Постоянные			
Слой гравия, втопленного в дегтевую мастику; масса 16 кг/м ² 0,016 · 9,81 · 0,95	0,149	1,3	0,194
Три слоя толь-кожи на дегтевой мастике; масса 10 кг/м ² 0,01 · 9,81 · 0,95	0,093	1,3	0,121
Асфальтовая стяжка — 20 мм ($\rho = 1,8$ т/м ³) 1,8 × 0,02 · 9,81 · 0,95	0,336	1,3	0,436
Утеплитель пенобетон — 100 мм ($\rho = 0,5$ т/м ³) 0,5 · 0,1 · 9,81 · 0,95	0,466	1,3	0,606
Обмазочная изоляция	0,05	1,3	0,065
Итого	1,094		1,422
Вес 1 м ² плиты покрытия (определение нагрузки от плиты приведено ниже)	1,614	1,1	1,775
Всего	$g_n=2,708$		$g=3,197$
Временные (кратковременно действующие)			
Снеговая ($c = 1$) для II климатического района	$s_n=0,665$	1,4	$s = 0,93$
Сосредоточенная от веса человека с инструментом (учитывается только при расчете полки плиты) 1 · 0,95	$F_n=0,95$	1,2	$F = 1,14$

Масса плиты при плотности бетона $\rho = 2,5$ т/м³ с учетом номинальной длины плиты 12 м

$$G = 0,2078 \cdot 12 \cdot 2,5 = 6,234 \text{ т.}$$

Нагрузка от веса плиты при $\gamma_f = 1$ и $\gamma_n = 0,95$: на 1 м² покрытия

$$0,95 \cdot \frac{6,234 \cdot 9,81}{3 \times 12} = 1,614 \text{ кН/м}^2;$$

на 1 м плиты

$$1,614 \cdot 3 = 4,842 \text{ кН/м.}$$

3.2.3. Расчет полки плиты

Расчетная схема полки — однопролетная двухконсольная балка шириной 1000 мм с расчетным пролетом $l_0 = 1500$ мм и консолями $a = 740$ мм (рис. 3.2).

Постоянную нагрузку от массы полки принимаем равномерно распределенной. Для этого определяем эквивалентную постоянную толщину полки плиты h_j из условия равенства площадей.

Площадь поперечного сечения ребер плиты

$$A_1 = 2 \left[0,16 \cdot 0,07 + \frac{0,16 + 0,08}{2} \cdot (0,4 - 0,07) \right] = 0,1016 \text{ м}^2.$$

Площадь полки плиты

$$A_j = A_b - A_1 = 0,2078 - 0,1016 = 0,1062 \text{ м}^2.$$

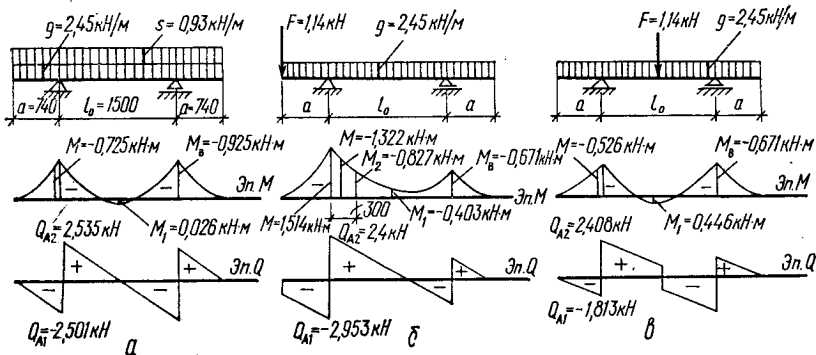


Рис. 3.2. Расчетные схемы полки плиты «двойное Т» и эпюры M и Q :
 а — при нагружении постоянной и снеговой нагрузкой; б — при нагружении постоянной нагрузкой и сосредоточенной силой на консоли; в — то же, при сосредоточенной силе в середине пролета

Эквивалентная толщина полки

$$h_f = \frac{A_f^i}{b_f - 2b} = \frac{0,1062}{2,98 - 2 \cdot 0,16} = 0,0399 \approx 0,04 \text{ м.}$$

Постоянная нагрузка от веса 1 м^2 полки плиты при $\gamma_f = 1,1$ и $\gamma_n = 0,95$;

$$g_f = 1,1 \cdot 0,04 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,95 = 1,025 \text{ кН/м}^2.$$

Полная длительно действующая нагрузка на полку плиты

$$g = 1,422 + 1,025 = 2,447 \approx 2,45 \text{ кН/м}^2.$$

Расчетные усилия определяем при трех комбинациях нагружения:

1. При действии длительной (постоянной) и кратковременной (снеговой) нагрузки (рис. 3.2,а):

$$M_A = M_B = -(g + s) a^2/2 = -(2,45 + 0,93) \cdot 0,74^2/2 = -0,925 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_1 = (g + s) l_0^2/8 - M_A = (2,45 + 0,93) \cdot 1,5^2/8 - 0,925 = 0,026 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{A1} = -(g + s) a = -(2,45 + 0,93) \cdot 0,74 = -2,501 \text{ кН};$$

$$Q_{A2} = (g + s) (0,5l_0 + a) - Q_{A1} = (2,45 + 0,93) \cdot (0,5 \cdot 1,5 + 0,74) - 2,501 = 2,535 \text{ кН}.$$

Наибольший изгибающий момент по грани опоры при $b = 160 \text{ мм}$
 $M = M_A + Q_{A1}b/2 = -0,925 + 2,501 \cdot 0,16/2 = -0,725 \text{ кН} \cdot \text{м}.$

2. При действии длительной (постоянной) и кратковременной (сосредоточенной) нагрузки на консоли (рис. 3.2,б):

$$M_A = -(ga^2/2 + Fa) = -(2,45 \cdot 0,74^2/2 + 1,14 \cdot 0,74) = -1,514 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_B = -ga^2/2 = -2,45 \cdot 0,74^2/2 = -0,671 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_1 = gl_0^2/8 - (M_A + M_B)/2 = 2,45 \cdot 1,5^2/8 - (1,514 + 0,671)/2 = -0,403 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{A1} = -(ga + F) = -(2,45 \cdot 0,74 + 1,14) = -2,953 \text{ кН};$$

$$R_A = g(l_0 + 2a)/2 = F(a + l_0)/l_0 = 2,45(1,5 + 2 \cdot 0,74)/2 + 1,14(0,74 + 1,5)/1,5 = 5,353 \text{ кН};$$

$$Q_{A2} = R_A + Q_{A1} = 5,353 - 2,953 = 2,4 \text{ кН}.$$

Наибольший изгибающий момент по грани опоры А

$$M = M_A + Q_{A2}b/2 = -1,514 + 2,40 \cdot 0,16/2 = -1,322 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

3. При действии нагрузок: длительной (постоянной) и кратковременной (сосредоточенной) в середине пролета (рис. 3.2,е)

$$M_A = M_B = -ga^2/2 = -2,45 \cdot 0,74^2/2 = -0,671 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_1 = g l_0^2/8 + Fl_0/4 - M_A = 2,45 \cdot 1,5^2/8 + 1,14 \cdot 1,5/4 - 0,671 = 0,446 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_{A1} = -ga = -2,45 \cdot 0,74 = -1,813 \text{ кН};$$

$$R_A = g(l_0 + 2a)/2 + 0,5F = 2,45(1,5 + 2 \cdot 0,74)/2 + 0,5 \cdot 1,14 = 4,221 \text{ кН};$$

$$Q_{A2} = R_A + Q_{A1} = 4,221 - 1,813 = 2,408 \text{ кН}.$$

Наибольший момент по грани опоры

$$M = M_A + Q_{A1}b/2 = -0,671 + 1,813 \cdot 0,16/2 = -0,526 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Расчетные значения изгибающих моментов в сечениях полки плиты:

по грани опоры при 2-й схеме нагружения $M = -1,322 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

в середине пролета полки плиты:

положительный при 3-й схеме нагружения $M_1 = 0,446 \text{ кН} \cdot \text{м}$;

отрицательный при 2-й схеме нагружения $M'_1 = -0,403 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Определяем отрицательный момент в сечении полки на расстоянии 300 мм от оси плиты, то есть в начале утолщения полки при нагружении по 2-й схеме (рис. 3.2,б), принимая приближенно изменение момента от грани опоры до оси плиты по линейному закону.

Тогда

$$M_2 = -\left(0,403 + \frac{1,322 - 0,403}{0,75 - 0,08} \cdot 0,3\right) = -0,827 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Армирование полки принимаем сварной сеткой из обыкновенной проволоки периодического профиля класса Вр-I диаметром 5 мм.

Определяем площадь сечения рабочей арматуры. В сечении по грани опоры при $M_A = -1,322 \text{ кН} \cdot \text{м}$:

рабочая высота сечения

$$h_0 = 70 - 10 - 5/2 = 57,5 \text{ мм};$$

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{1,322 \cdot 10^6}{17,55 \cdot 1000 \cdot 57,5^2} = 0,0228;$$

при $\alpha_m = 0,0228$ по табл. 4 прил. 2 $\xi = 0,0228$. Тогда

$$A_s = \frac{\xi R_b b h_0}{R_s} = \frac{0,0228 \cdot 17,55 \cdot 1000 \cdot 57,5}{365} = 63 \text{ мм}^2.$$

В сечении 2—2 на расстоянии 300 мм от оси плиты при $M_2 = 0,827 \text{ кН} \cdot \text{м}$:

$$h_0 = 30 - 10 - 5/2 = 17,5 \text{ мм};$$

$$\alpha_m = \frac{0,827 \cdot 10^6}{17,55 \cdot 1000 \cdot 17,5^2} = 0,154;$$

при $\alpha_m = 0,154$ по табл. 4 прил. 2 $\xi = 0,168$;

$$A_s = \frac{0,168 \cdot 17,55 \cdot 1000 \cdot 17,5}{365} = 141,4 \text{ мм}^2.$$

По наибольшей площади арматуры в сечении 2—2 принимаем сварную рулонную сетку С 1 $\frac{4\text{ВІ}-300}{5\text{ВрІ}-100}$ 2960 ГОСТ 8478—81 с поперечной рабочей арматурой диаметром 5 мм с шагом 100 мм, $A_s = 196 \text{ мм}^2/\text{м}$.

3.2.4. Расчетный пролет, нагрузки и усилия в продольных ребрах

Ребра загружены равномерно распределенной постоянной и временной нагрузкой; расчетная схема приведена на рис. 3.3.

Расчетный пролет ребра по осям опор

$$l_0 = 11,96 - 2 \cdot 0,12/2 = 11,84 \text{ м},$$

где 0,12 м — длина опирания плиты.

Нагрузка на 1 м плиты с номинальной шириной 3 м (табл. 3.1):

при $\gamma_f = 1$ $g_n = 2,708 \cdot 3 = 8,12 \text{ кН/м}$,

$$g_n + s_n = (2,708 + 0,665) \cdot 3 = 10,12 \text{ кН/м};$$

при $\gamma_f > 1$ $g + s = (3,197 + 0,93) \cdot 3 = 12,38 \text{ кН/м}$.

Определяем усилия в продольных ребрах: от полной нагрузки при $\gamma_f > 1$

$$M = (g + s) l_0^2/8 = 12,38 \cdot 11,84^2/8 = 216,9 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q = (g + s) l_0/2 = 12,38 \cdot 11,84/2 = 73,3 \text{ кН};$$

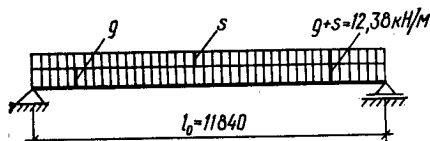


Рис. 3.3. Расчетная схема продольного ребра плиты «двойное Т»

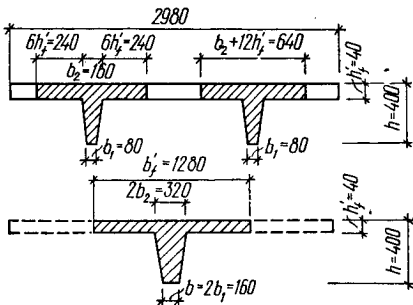


Рис. 3.4. Поперечное сечение плиты «двойное Т», учитываемое при расчете нормальных сечений на прочность по изгибающему моменту

от длительно действующей нагрузки при $\gamma_f = 1$

$$M_f = g_n l_0^2 / 8 = 8,12 \cdot 11,84^2 / 8 = 142,3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

от полной нагрузки при $\gamma_f = 1$

$$M = (g_n + s_n) l_0^2 / 8 = 10,12 \cdot 11,84^2 / 8 = 177,3 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

3.2.5. Предварительный расчет прочности нормальных сечений продольных ребер

Поперечное сечение плиты приводим к тавровой форме (рис. 3.4). Так как поперечные ребра в плите отсутствуют, а отношение $h_i/h = 4/40 = 0,1$, в соответствии с п. 3.16 [10] для балок с консольными свесами

$$b_f = 2(b_2 + 12h_i) = 2(16 + 12 \cdot 4) = 128 \text{ см}.$$

Ширину ребра расчетного таврового сечения b принимаем равной суммарной ширине двух ребер плиты (рис. 3.4).

Расчет выполняем по блок-схеме 9 прил. 4.

1. Рабочая высота ребра при $a_s = 50$ мм

$$h_0 = h - a_s = 400 - 50 = 350 \text{ мм}.$$

2. Характеристика сжатой зоны

$$\omega = \alpha - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 17,55 = 0,71;$$

для тяжелого бетона $\alpha = 0,85$.

11. Так как армирование ребер плиты принято канатами К-7, то независимо от способа натяжения арматуры $\Delta\sigma_{sp} = 0$.

12. В предварительном расчете принимаем $\gamma_{sp}\sigma_{sp2} = 0,6R_s$ (примечания к табл. 25, п. 1 [7]).

13. Напряжение в арматуре A_{sp}

$$\sigma_{sR} = R_s + 400 - 0,6R_s = 1145 + 400 - 0,6 \cdot 1145 = 858 \text{ МПа}.$$

14, 15. При $\gamma_{b2} = 0,9 - \sigma_{sc, u} = 500$ МПа.

16. Граничная относительная высота сжатой зоны

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc, u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,71}{1 + \frac{858}{500} \left(1 - \frac{0,71}{1,1}\right)} = 0,441.$$

17. Определяем положение нейтральной оси. Для этого проверим условие

$$R_b b_i h_i (h_0 - 0,5h_i) = 17,55 \cdot 1280 \cdot 40 (350 - 0,5 \cdot 40) = \\ = 296,5 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} = 296,5 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 216,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Следовательно, нейтральная ось проходит в полке, то есть $x < h_i$, и дальнейший расчет следует выполнять по блок-схеме 8 прил. 4,

начиная с п. 8 как для элемента прямоугольного профиля при $b = b_j = 1280$ мм.

8. Сечение предварительно напрягаемой арматуры в ребрах определяем без учета ненапрягаемой арматуры. Для этого вычисляем

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b_j' h_0^2} = \frac{216,9 \cdot 10^6}{17,55 \cdot 1280 \cdot 350^2} = 0,079.$$

9. По табл. 4 прил. 2 при $\alpha_m = 0,079$ $\xi = 0,082$.

10. Так как $\xi = 0,082 < \xi_R = 0,441$, сжатая арматура по расчету не требуется.

При $x = \xi h_0 = 0,082 \cdot 350 = 28,7$ мм $< h_j = 40$ мм нейтральная ось действительно проходит в полке.

11. Коэффициент, учитывающий работу арматуры за пределами условного предела текучести

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \left(2 \frac{\xi}{\xi_R} - 1 \right) = 1,15 - (1,15 - 1) \cdot \left(2 \frac{0,082}{0,441} - 1 \right) = 1,24,$$

где для арматурных канатов класса К7 $\eta = 1,15$ (п. 3.13 [10]).

12, 13'. Так как $\gamma_{s6} = 1,24 > \eta = 1,15$, принимаем $\gamma_{s6} = \eta = 1,15$.

13. По табл. 4 прил. 2 при $\alpha_m = 0,079$ $\zeta = 0,961$.

14. Площадь сечения предварительно напрягаемой арматуры при $A_s = 0$

$$A_{sp} = \frac{M}{\gamma_{s6} R_{st} h_0} = \frac{216,9 \cdot 10^6}{1,15 \cdot 1145 \cdot 0,961 \cdot 350} = 490 \text{ мм}^2.$$

С учетом возможного снижения прочности нормальных сечений ребер плиты при наличии предварительно напрягаемой арматуры A'_{sp} в сжатой от нагрузки зоне и уточнения рабочей высоты сечения принимаем по 6 канатов $\varnothing 9$ К7 в каждом ребре. Всего 12 $\varnothing 9$ К7 (табл. 6 прил. 2), $A_{sp} = 50,9 \cdot 12 = 611 \text{ мм}^2 > 490 \text{ мм}^2$.

Для обеспечения трещиностойкости зоны, растянутой от действия усилий предварительного обжатия в стадии изготовления, транспортирования и монтажа, назначаем также верхнюю напрягаемую арматуру в количестве $A'_{sp} = 0,15 A_{sp} = 0,15 \cdot 611 = 92 \text{ мм}^2$. Принимаем по одному канату $\varnothing 9$ К7 в каждом ребре (табл. 6 прил. 2), $A'_{sp} = 50,9 \cdot 2 = 102 \text{ мм}^2 > 92 \text{ мм}^2$.

Продольные стержни каркасов принимаем из обыкновенной проволоки $\varnothing 5$ Вр1. Тогда ненапрягаемая арматура ребер: в нижней зоне 2 $\varnothing 5$ Вр1 (по одному в каждом ребре), $A_s = 39 \text{ мм}^2$ и в верхней зоне 2 $\varnothing 5$ Вр1, $A'_s = 39 \text{ мм}^2$ (табл. 5 прил. 2).

15. Процент армирования ребер плиты

$$\mu = \frac{A_s + A_{sp}}{bh_0} = \frac{611 + 39}{160 \cdot 350} = 0,0116.$$

16, 17. Так как $\mu = 0,0116 > \mu_{min} = 0,005$, принятое армирование достаточно.

3.2.6. Геометрические характеристики поперечного сечения плиты

Сечение плиты приводим к эквивалентному тавровому. При определении геометрических характеристик сечения учитываем всю ширину полки (рис. 3.5).

Геометрические характеристики приведенного сечения определяем по блок-схеме 22 прил. 4.

1. Площадь бетонного сечения плиты

$$A = 2980 \cdot 40 + 160 \cdot 360 + 2 \cdot 80 \cdot 36 \cdot 0,5 = 119200 + 57600 + 28800 = 205600 \text{ мм}^2.$$

2. Площадь сечения всей продольной арматуры

$$\Sigma A_s = 611 + 102 + 2 \cdot 39 = 790 \text{ мм}^2.$$

3. Так как $0,008A = 0,008 \cdot 205600 = 1645 \text{ мм}^2 > \Sigma A_s = 790 \text{ мм}^2$, геометрические характеристики приведенного сечения определяем без учета продольной арматуры (п. 1.28 [7]).

5. Следовательно, $A_{red} = A = 205600 \text{ мм}^2$.

6. Вычисляем статический момент приведенного сечения относительно нижней грани плиты

$$S_{red} = 2980 \cdot 40 (400 - 40/2) + 160 \cdot 360 \cdot 180 + 2 \cdot 80 \times 0,5 \cdot 360 \cdot 2/3 \cdot 360 = 62576000 \text{ мм}^3.$$

7. Расстояние от оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения, до нижней грани плиты

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{62576000}{205600} = 304 \text{ мм}^2.$$

8. Момент инерции приведенного сечения относительно этой же оси

$$I_{red} = \frac{2980 \cdot 40^3}{12} + 2980 \cdot 40 (96 - 20)^2 + \frac{160 \cdot 360^3}{12} \cdot 160 \cdot 360 \times (304 - 180)^2 + 2 \cdot \frac{80 \cdot 360^3}{36} + 2 \cdot 80 \cdot 360 \cdot 0,5 \times \left(304 - \frac{2}{3} \cdot 360\right)^2 = 253745 \cdot 10^4 \text{ мм}^4.$$

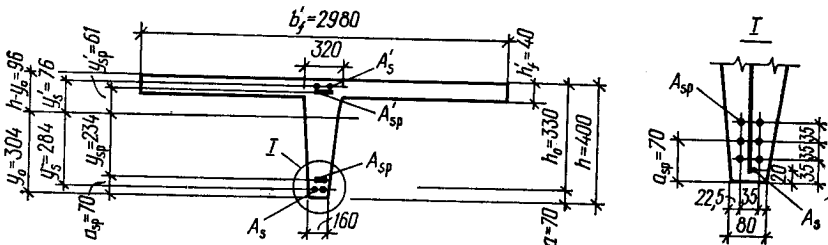


Рис. 3.5. Поперечное сечение плиты «двойное Т», учитываемое при ее расчете по второй группе предельных состояний

9. Момент сопротивления приведенного сечения относительно нижней грани

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y_0} = \frac{253745 \cdot 10^4}{304} = 8347000 \text{ мм}^3.$$

11. То же, относительно верхней грани

$$W'_{red} = \frac{I_{red}}{h - y_0} = \frac{253745 \cdot 10^4}{96} = 26432000 \text{ мм}^3.$$

Деталь расстановки стержней продольной арматуры в растянутой воне плиты (узел I), а также расстояния от центров сечения арматур A_{sp} , A'_{sp} , A_s , A'_s до центра тяжести приведенного сечения даны на рис. 3.5.

3.2.7. Определение предварительного напряжения арматуры и его потерь

К конструкциям, эксплуатируемым в закрытых помещениях, предъявляют требования 3-й категории трещиностойкости. Однако при армировании их канатами К-7 с диаметром проволоки 3 мм и менее предельно допустимая ширина продолжительного раскрытия трещин из условия обеспечения сохранности арматуры $a_{cr,c,2}$ мала — 0,1 мм (табл. 2 [10]). Учитывая это, предварительное напряжение арматуры в плите принимаем наибольшим

$$\sigma_{sp} + \rho = R_{s, ser} \text{ и } \sigma'_{sp} = \sigma_{sp}.$$

При механическом способе натяжения (п. 1.23 [10])

$$\rho = 0,05\sigma_{sp}.$$

Тогда

$$\sigma_{sp} = R_{s, ser}/1,05 = 1370/1,05 = 1300 \text{ МПа};$$

$$\sigma'_{sp} = \sigma_{sp} = 1300 \text{ МПа}.$$

Потери предварительного напряжения в арматуре A_{sp} и A'_{sp} определяем по блок-схеме 1 прил. 4.

Первые потери σ_{t_1} (до обжатия бетона).

1. От релаксации напряжений стали. При механическом натяжении проволочной арматуры

$$\sigma_1 = (0,22 \sigma_{sp}/R_{s, ser} - 0,1) \sigma_{sp} = (0,22 \cdot 1300/1370 - 0,1) \cdot 1300 =$$

$$= 141,4 \text{ МПа};$$

$$\sigma'_1 = \sigma_1 = 141,4 \text{ МПа}.$$

4—5. Потери от температурного перепада при тепловой обработке изделия отсутствуют ($\sigma_2 = 0$), так как нагрев арматуры и формы происходит одновременно.

6. От деформации анкеров при натяжении арматуры на упоры формы и при инвентарных зажимах

$$\sigma_3 = \frac{1,25 + 0,15 d}{l} E_s = \frac{1,25 + 0,15 \cdot 9}{12100} \cdot 1,8 \cdot 10^5 = 38,7 \text{ МПа},$$

где $l = 12100$ мм — длина натягиваемых стержней (канатов) или расстояние между наружными гранями упоров формы

$$\sigma'_3 = \sigma_3 = 38,7 \text{ МПа.}$$

8. При прямолинейной напрягаемой арматуре $\sigma_4 = \sigma'_4 = 0$.

11. От деформаций стальной формы при отсутствии данных о ее конструкции

$$\sigma_5 = 30 \text{ МПа; } \sigma'_5 = \sigma_5 = 30 \text{ МПа.}$$

Для определения потерь от быстроснатекающей ползучести бетона σ_6 вычисляем усилие предварительного обжатия P с учетом потерь по пп. 1—11 при $\gamma_{sp} = 1$.

$$13. \sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_3 - \sigma_5 = 1300 - 141,4 - 38,7 - 30 = 1089,9 \text{ МПа.}$$

$$14. \sigma'_{sp1} = \sigma_{sp1} = 1089,9 \text{ МПа.}$$

$$15. P_1 = \sigma_{sp1} A_{sp} + \sigma'_{sp1} A'_{sp} = 1089,9 \cdot 611 + 1089,9 \cdot 102 = 777098 \text{ Н} \approx 777,1 \text{ кН.}$$

16. Эксцентриситет приложения усилий P относительно центра тяжести приведенного сечения при одинаковых напряжениях в арматуре A_{sp} и A'_{sp}

$$e_{op1} = \frac{A_{sp} y_{sp} - A'_{sp} y'_{sp}}{A_{sp} + A'_{sp}} = \frac{611 \cdot 234 - 102 \cdot 61}{611 + 102} = 192 \text{ мм.}$$

17, 18. Вычислим напряжение в бетоне в середине пролета плиты от действия усилия предварительного обжатия P и изгибающего момента от веса плиты при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 0,9$:

$$M = g l_0^2 / 8 = 4,36 \cdot 11,84^2 / 8 = 76,4 \text{ кН} \cdot \text{м,}$$

где g — равномерно распределенная нагрузка от веса плиты

$$g = 0,9 \cdot 4,842 = 4,36 \text{ кН} \cdot \text{м (см. п. 3.2.2).}$$

На уровне центра тяжести арматуры A_{sp} ($y_{sp} = 234$ мм)

$$\begin{aligned} \sigma'_{bp} &= \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op1}}{I_{red}} y_{sp} - \frac{M}{I_{red}} y_{sp} = \\ &= \frac{777,1 \cdot 10^3}{205600} + \frac{777,1 \cdot 10^3 \cdot 192}{253745 \cdot 10^4} \cdot 234 - \frac{76,4 \cdot 10^6}{253745 \cdot 10^4} \cdot 234 = \\ &= 3,78 + 13,76 - 7,05 = 10,49 \text{ Н/мм}^2 \approx 10,5 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

На уровне центра тяжести арматуры A'_{sp} ($y'_{sp} = 61$ мм)

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{P_1}{A_{red}} = \frac{P_1 e_{op1}}{I_{red}} y'_{sp} + \frac{M}{I_{red}} y'_{sp} = \\ &= \frac{777,1 \cdot 10^3}{205600} - \frac{777,1 \cdot 10^3 \cdot 192}{253745 \cdot 10^4} \cdot 61 + \frac{76,4 \cdot 10^6}{253745 \cdot 10^4} \cdot 61 = \\ &= 3,78 - 3,59 + 1,84 = 2,03 \text{ Н/мм}^2 \approx 2 \text{ МПа} > 0. \end{aligned}$$

$$19. \alpha = 0,25 + 0,025 R_{bp} = 0,25 + 0,025 \cdot 28 = 0,95.$$

20. Так как $\alpha = 0,95 > 0,8$, принимаем $\alpha = 0,8$.

21. Потери от быстроснатекающей ползучести для бетонов, подвергнутых тепловой обработке (табл. 5, п. 6, 6 [10]):
при $\sigma_{bpl}/R_{bp} = 10,5/28 = 0,375 < \alpha = 0,8$;

$$\sigma_6 = 34\sigma_{bpl}/R_{bp} = 34 \cdot 0,375 = 12,8 \text{ МПа};$$

$$\text{при } \sigma'_{bpl}/R_{bp} = 2/28 = 0,071 < \alpha = 0,8;$$

$$\sigma'_6 = 34 \cdot 0,071 = 2,4 \text{ МПа.}$$

26. Первые потери:

$$\sigma_{l1} = \sigma_1 + \sigma_3 + \sigma_5 + \sigma_6 = 141,4 + 38,7 + 30 + 12,8 = 222,9 \text{ МПа};$$

$$\sigma'_{l1} = \sigma'_1 + \sigma'_3 + \sigma'_5 + \sigma'_6 = 141,4 + 38,7 + 30 + 2,4 = 212,5 \text{ МПа.}$$

Вторые потери σ_8 (после обжатия бетона). От усадки тяжелого бетона класса В35, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении

$$\sigma_8 = \sigma'_8 = 35 \text{ МПа.}$$

От ползучести бетона.

27. Напряжения в напрягаемой арматуре с учетом первых потерь:

$$\sigma_{sp} = \sigma_{sp} - \sigma_{l1} = 1300 - 222,9 = 1077,1 \text{ МПа};$$

$$\sigma'_{sp} = \sigma'_{sp} - \sigma'_{l1} = 1300 - 212,5 = 1087,5 \text{ МПа.}$$

28. Напряжения в ненапрягаемой арматуре:

$$\sigma_s = \sigma_6 = 12,8 \text{ МПа}; \quad \sigma'_s = \sigma'_6 = 2,4 \text{ МПа.}$$

29. Усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь

$$\begin{aligned} P_1 &= \sigma_{sp1}A_{sp} + \sigma'_{sp1}A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s = \\ &= 1077,1 \cdot 611 + 1087,5 \cdot 102 - 12,8 \cdot 39 - 2,4 \cdot 39 = \\ &= 768440 \text{ Н} \approx 768,4 \text{ кН.} \end{aligned}$$

30. Эксцентриситет приложения усилия P_1

$$\begin{aligned} e_{opl} &= \frac{\sigma_{sp1}A_{sp}y_{sp} + \sigma'_s A'_s y'_s - \sigma'_{sp1}A'_{sp}y'_{sp} - \sigma_s A_s y_s}{P_1} = \\ &= \frac{1077,1 \cdot 611 \cdot 234 + 2,4 \cdot 39 \cdot 7 - 1087,5 \cdot 102 \cdot 61 - 12,8 \cdot 39 \cdot 284}{768400} = 191 \text{ мм.} \end{aligned}$$

Выполним проверку сжимающих напряжений в бетоне в стадии предварительного обжатия в соответствии с требованием (п. 1.29 [10]).

Максимальное сжимающее напряжение в бетоне от действия усилия P_1 без учета веса плиты при $y_0 = 304$ мм

$$\begin{aligned} \sigma_{bp, max} &= \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{opl}}{I_{red}} y_0 = \frac{768,4 \cdot 10^3}{205600} + \\ &+ \frac{768,4 \cdot 10^3 \cdot 191}{253745 \cdot 10^4} \cdot 304 = 3,74 + 17,58 = 21,32 \approx 21,3 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Так как $\sigma_{bp,max} = 21,3 \text{ МПа} < 0,95R_{bp} = 0,95 \cdot 28 = 26,6 \text{ МПа}$, то требование п. 1.29 и табл. 7 [10] удовлетворяется. Здесь $R_{bp} = 0,8B = 0,8 \cdot 35 = 28 \text{ МПа}$ — передаточная прочность бетона.

31, 32. Напряжения в бетоне на уровне центра тяжести арматуры A_{sp} с учетом веса плиты:

$$\begin{aligned}\sigma_{bp} &= \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{opl}}{I_{red}} y_{sp} - \frac{M}{I_{red}} y_{sp} = \\ &= \frac{768400}{2056 \cdot 10^3} + \frac{768400 \cdot 191}{253745 \cdot 10^4} \cdot 234 - \frac{76,4 \cdot 10^6}{253745 \cdot 10^4} \cdot 234 = \\ &= 3,73 + 13,53 - 7,05 = 10,21 \text{ Н/мм}^2 = 10,21 \text{ МПа}; \\ \sigma_{bp}^* &= \frac{768400}{2056 \cdot 10^3} - \frac{768400 \cdot 191}{253745 \cdot 10^4} \cdot 61 + \frac{76,4 \cdot 10^6}{253745 \cdot 10^4} \cdot 61 = \\ &= 3,73 - 3,55 + 1,84 = 2,04 \text{ Н/мм}^2 = 2,04 \text{ МПа} > 0.\end{aligned}$$

33. При $\sigma_{bpl}/R_{bp} = 10,21/28 = 0,365 < 0,75$ потери от ползучести бетона

$$\sigma_{\rho} = 128\sigma_{bpl}/R_{bp} = 128 \cdot 0,365 = 46,7 \text{ МПа};$$

при $\sigma_{bpl}^*/R_{bp} = 2,04/28 = 0,073 < 0,75$ $\sigma_{\rho}^* = 128 \cdot 0,073 = 9,3 \text{ МПа}$.

35. Вторые потери:

$$\sigma'_{i2} = \sigma_8 + \sigma_{\rho} = 35 + 46,7 = 81,7 \text{ МПа};$$

$$\sigma'_{i2} = \sigma'_8 + \sigma'_{\rho} = 35 + 9,3 = 44,3 \text{ МПа}.$$

36. Суммарные потери предварительного напряжения:

$$\sigma_i = \sigma_{i1} + \sigma_{i2} = 222,9 + 81,7 = 304,6 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа};$$

$$\sigma'_i = \sigma'_{i1} + \sigma'_{i2} = 212,5 + 44,3 = 256,8 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа}.$$

3.2.8. Окончательный расчет прочности нормальных сечений по изгибающему моменту

Проверку прочности нормальных сечений плиты при принятом армировании выполняем по блок-схеме 10 (прил. 4).

1. $h_0 = h - a = 400 - 70 = 330 \text{ мм}$ (рис. 3.5).

2. $\omega = 0,71$.

3—5. При натяжении канатов К-7 $\Delta\sigma_{sp} = 0$

6. $\sigma_{sR} = R_s + 400 - \gamma_{sp2}\sigma_{sp2} = 1145 + 400 - 0,9 \cdot 995,4 = 649,1 \text{ МПа}$,
где $\sigma_{sp2} = \sigma_{sp} - \sigma_i = 1300 - 304,6 = 995,4 \text{ МПа}$.

7, 8. При $\gamma_{b2} < 1 - \sigma_{sc,u} = 500$.

9. Напряжение, с которым вводим в расчет напрягаемую арматуру, расположенную в сжатой зоне

$$\sigma_{sc} = \sigma_{sc,u} - \gamma_{sp1}\sigma_{sp2} = 500 - 1,1 \cdot 1043,2 = -647,5 \text{ МПа},$$

где $\sigma'_{sp2} = \sigma'_{sp} - \sigma'_i = 1300 - 256,8 = 1043,2 \text{ МПа}$.

10. Граничное значение относительной высоты сжатой зоны

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,710}{1 + \frac{649,1}{500} \left(1 - \frac{0,71}{1,1}\right)} = 0,486.$$

11. Определяем положение нейтральной оси. Для этого проверяем условие

$$R_s A_{sp} + R_s A_s \leq R_b b_j' h_j + R_{sc} A_s' + \sigma_{sc} A_{sp}' = \\ = 1145 \cdot 611 + 360 \cdot 39 = 713640 \text{ Н} \approx 713,6 \text{ кН} < 17,55 \cdot 1280 \cdot 40 + \\ + 360 \cdot 39 - 647,5 \cdot 102 = 832515 \text{ Н} \approx 832,5 \text{ кН}.$$

Нейтральная ось проходит в полке ($x < h_j'$). Далее расчет выполняем по блок-схеме 7, прил. 4, начиная с п. 11 при $b = b_j' = 1280 \text{ мм}$.

11, 12. Относительная высота сжатой зоны бетона при $\gamma_{s6} = 1$

$$\xi = \frac{R_s A_{sp} + R_s A_s - R_{sc} A_s' - \sigma_{sc} A_{sp}'}{R_b b_j' h_0} = \\ = \frac{1145 \cdot 611 + 360 \cdot 39 - 360 \cdot 39 + 647,5 \cdot 102}{17,55 \cdot 1280 \cdot 330} = 0,103 > 0.$$

13. Так как $\xi = 0,103 < \xi_R = 0,486$, сжатая арматура по расчету не требуется.

14, 15. Определяем коэффициент γ_{s6} :

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) (2\xi/\xi_k - 1) = 1,15 - (1,15 - 1) \cdot (2 \times \\ \times 0,103/0,486 - 1) = 1,24 > \eta = 1,15.$$

15'. Принимаем $\gamma_{s6} = \eta = 1,15$.

16. Относительная высота сжатой зоны бетона при $\gamma_{s6} = 1,15$

$$\xi_1 = \frac{\gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s - R_{sc} A_s' - \sigma_{sc} A_{sp}'}{R_b b_j' h_0} = \\ = \frac{1,15 \cdot 1145 \cdot 611 + 360 \cdot 39 - 360 \cdot 39 + 647,5 \cdot 102}{17,55 \cdot 1280 \cdot 330} = 0,117.$$

Так как вычисленное значение коэффициента $\gamma_{s6} = 1,24$ при $\xi = 0,103$ (пп. 14, 15) значительно больше принятого $\gamma_{s6} = \eta = 1,15$, очевидно, что уточнение коэффициента γ_{s6} при новом значении $\xi_1 = 0,117$ производить нет необходимости.

17. $\xi_1 = 0,117 < \xi_R = 0,486$.

18. По табл. 4 прил. 2 при $\xi = 0,117$ $\alpha_m = 0,11$.

22. Несущая способность сечения по изгибающему моменту

$$M_u = \alpha_m R_b b_j' h_0^2 + R_{sc} A_s' (h_0 - a_s') + \sigma_{sc} A_{sp}' (h_0 - a_{sp}') = \\ = 0,110 \cdot 17,55 \cdot 1280 \cdot 33^2 + 360 \cdot 39 (330 - 20) - 647,5 \cdot 102 (330 - \\ - 35) = 253965000 \text{ Н} \cdot \text{мм} \approx 254 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 216,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Следовательно, прочность нормальных сечений по изгибающему моменту обеспечена.

3.2.9. Расчет прочности наклонных сечений продольных ребер

Рассчитываем наклонное сечение, идущее от грани опоры. Принимаем в запас прочности, что равномерно распределенная нагрузка, действующая на плиту, в пределах наклонного сечения отсутствует.

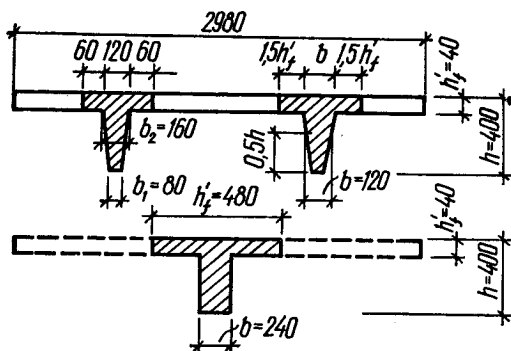


Рис. 3.6. Поперечное сечение плиты «двойное Т», учитываемое при расчете на прочность наклонных сечений по поперечной силе

Тогда поперечная сила в расчетном наклонном сечении $Q = 73,3$ кН (п. 3.2.2).

Расчет выполняем по блок-схеме 12 прил. 4, вычислив предварительно величины, входящие в исходные данные.

Расчетные коэффициенты: $\varphi_{b2} = 2$, $\varphi_{b3} = 0,6$ (п. 3.31 [10]).

Расчетная ширина сечения

$$b = 2 \frac{b_1 + b_2}{2} = 2 \frac{80 + 160}{2} = 240 \text{ мм.}$$

При расчете наклонных сечений по поперечной силе $a_s = 20$ мм (см. рис. 3.5 узел 1).

Вычисляем коэффициент φ_f , учитывающий влияние свесов полки,

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b_f' - b) h_f'}{b h_0} = 0,75 \frac{(48 - 24) \cdot 4}{24 \cdot 33} = 0,09 < 0,5,$$

где $b_f' = 2(b_1 + 3h_f') = 2(12 + 3 \cdot 4) = 48$ см.

Расчетное сечение плиты при расчете наклонных сечений на прочность приведено на рис. 3.6.

Вычисляем коэффициент φ_n , учитывающий влияние предварительного напряжения продольной арматуры. Для этого определяем усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь P_2 при коэффициенте точности предварительного напряжения $\gamma_{sp} < 1$

$$\begin{aligned} P_2 &= \sigma_{sp2} A_{sp} + \sigma_{sp2}' A_{sp}' - \sigma_s A_s - \sigma_s' A_s' = \\ &= 995,4 \cdot 611 + 1043,2 \cdot 102 - 94,5 \cdot 39 - 46,7 \cdot 39 = 709089 \text{ Н} \approx \\ &\approx 709,1 \text{ кН,} \end{aligned}$$

где $\gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9$;

$$\begin{aligned} \sigma_{sp2} &= \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_l) = 0,9 (1300 - 304,6) = 995,4 \text{ МПа;} \\ \sigma_{sp2}' &= \gamma_{sp} (\sigma_{sp}' - \sigma_l') = 0,9 (1300 - 256,8) = 1043,2 \text{ МПа;} \\ \sigma_s &= \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 = 12,8 + 35 + 46,5 = 94,5 \text{ МПа;} \\ \sigma_s' &= \sigma_6' + \sigma_8' + \sigma_9' = 2,4 + 35 + 9,3 = 46,7 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Тогда

$$\varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_{bt} b h_0} = 0,1 \cdot \frac{709,1 \cdot 10^3}{1,17 \cdot 240 \cdot 330} = 0,77 > 0,5,$$

где $N = P_2 = 709,1$ кН.

Принимаем $\varphi_n = 0,5$. Далее расчет выполняем по блок-схеме 12 прил. 4.

1. Рабочая высота сечения

$$h_0 = h - a = 400 - 20 = 380 \text{ мм.}$$

2. Минимальная поперечная сила, воспринимаемая наклонным сечением до появления трещин без учета поперечной арматуры,

$$Q_b = \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0 = 0,6 (1 + 0,5) \cdot 1,17 \cdot 240 \cdot 380 = \\ = 96034 \text{ Н} \approx 96 \text{ кН.}$$

3. Так как $Q_b = 96 \text{ кН} > Q = 73,3 \text{ кН}$, поперечная арматура по расчету не требуется. Поперечные стержни каркасов назначаем конструктивно $4 \text{ } \emptyset \text{ ВрI}$ с шагом $s = 250 \text{ мм}$.

Выполним проверку прочности наклонной полосы бетона стенки между наклонными трещинами на действие поперечной силы по блок-схеме 13 прил. 4.

1. $h_0 = 380 \text{ мм}$.

2. Коэффициент, учитывающий влияние прочности бетона,

$$\varphi_{b1} = 1 + \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 17,55 = 0,825,$$

где $\beta = 0,01$ и $R_b = 17,55 \text{ МПа}$.

3. $A_{sw} = A_{sw1} n = 12,6 \cdot 2 = 25,2 \text{ мм}^2$,

где $A_{sw1} = 12,6 \text{ мм}^2$ при $d_w = 4 \text{ мм}$ (табл. 5 прил. 2).

4. Коэффициент поперечного армирования

$$\mu_w = A_{sw}/bs = 25,2/240 \cdot 250 = 0,00042.$$

5. Число приведения $\alpha = E_s/E_b = 1,7 \cdot 10^5/3,1 \cdot 10^4 = 5,5$.

6, 7. Коэффициент, учитывающий влияние поперечного армирования,

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 5,5 \cdot 0,00042 = 1,012 < 1,3.$$

9. Поперечная сила, воспринимаемая бетоном стенки между трещинами,

$$Q_u = 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b b h_0 = 0,3 \cdot 1,012 \cdot 0,825 \cdot 17,55 \cdot 240 \cdot 380 = \\ = 400890 \text{ Н} \approx 400,1 \text{ кН.}$$

10. $Q_u = 400,1 \text{ кН} > Q_{max} = 73,3 \text{ кН}$.

Следовательно, прочность бетона стенки между наклонными трещинами достаточна во всех сечениях.

3.2.10. Расчет прочности наклонных сечений по изгибающему моменту

В соответствии с п. 3.35 [10], для предварительно напряженных элементов, армированных канатами без анкеров, необходима проверка прочности по изгибающему моменту наклонного сечения, начинающегося у грани опоры. При этом расчетное сопротивление арматуры согласно табл. 24 [10] снижается умножением R_s на коэффициент условий работы арматуры γ_{s5} .

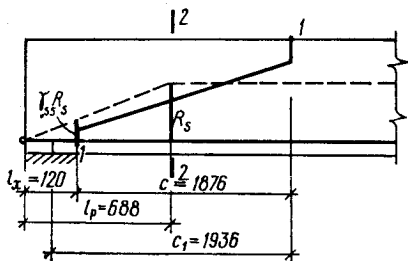


Рис. 3.7. К расчету наклонного сечения плиты на прочность по изгибающему моменту

мерно распределенная нагрузка при $\gamma_f > 1$ (см. п. 3.2.4).

2. Длина зоны передачи напряжений для напрягаемой арматуры без анкеров

$l_p = (\omega_p \sigma_{sp} / R_{bp} + \lambda_p) d = (1,25 \cdot 1145 / 30,8 + 30) \cdot 9 = 688$ мм, где $\omega_p = 1,25$, $\lambda_p = 30$ при армировании элементов канатами К-7 диаметром 9 мм (п. 2.29 и табл. 28 [10]); величину σ_{sp} при расчете на прочность согласно (п. 2.29 [10]) принимаем равной большому из двух значений σ_{sp} и R_s . Так как $R_s = 1145$ МПа $>$ $\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{t1} = 1300 - 222,9 \approx 1077$ МПа, в формулу вводим величину R_s ; $R_{bp} = 1,1 \cdot 28 = 30,8$ МПа; $\gamma_{b8} = 1,1$ (табл. 15 [10]).

Начало зоны анкеровки при постепенной передаче усилия обжатия принимаем у торца плиты. Расчетным является наклонное сечение $I-I$, начинающееся от грани опоры (рис. 3.7).

3. Расстояние от торца плиты до места, где наклонное сечение пересекает предварительно напрягаемую арматуру $l_x = 120$ мм.

4. Коэффициент условий работы арматуры

$$\gamma_{s5} = l_x / l_p = 120 / 688 = 0,174.$$

5. Расчетное сопротивление напрягаемой арматуры с учетом его снижения в месте пересечения наклонным сечением (рис. 3.7)

$$\gamma_{s5} R_s = 0,174 \cdot 1145 = 199,7 \text{ МПа.}$$

6. Так как нейтральная ось проходит в полке, принимаем приближенно плечо внутренней пары сил

$$z = h_0 - h_f' / 2 = 330 - 40 / 2 = 310 \text{ мм.}$$

7. Изгибающий момент, воспринимаемый наклонным сечением, $M_u = \gamma_{s5} R_s A_{sp} z + q_{sw} c^2 / 2 = 199,7 \cdot 611 \cdot 310 + 26,7 \cdot 1876^2 / 2 = 84808800 \text{ Н} \cdot \text{мм} \approx 84,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

8. Изгибающий момент от внешней нагрузки в конце расчетного наклонного сечения на расстоянии c_1 от оси опоры плиты (рис. 3.7)

$$M = Qc_1 - gc_1^2 / 2 = 73,3 \cdot 1,936 - 12,38 \cdot 1,936^2 / 2 = 118,7 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

где $c_1 = c + 120 / 2 = 1876 + 60 = 1936$ мм.

Так как $M = 118,7 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_u = 84,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$, прочность наклонного сечения $I-I$ по изгибающему моменту недостаточна.

1. Длина проекции наиболее невыгодного наклонного сечения по изгибающему моменту

$$c = \frac{Q}{q_{sw} + g} = \frac{73,3 \cdot 10^3}{26,7 + 12,38} = 1876 \text{ мм},$$

где $Q = 73,3$ кН — поперечная сила в начале наклонного сечения (рис. 3.7); $q_{sw} = R_{sw} n A_{sw1} / s = 265 \cdot 2 \cdot 12,6 / 250 = 26,7$ Н/мм; $g = 12,38$ кН/м (Н/мм) — равномерно

Увеличиваем поперечное армирование ребер плиты вблизи опор. Принимаем поперечные стержни каркасов диаметром 5 мм из проволоки Вр-I с шагом 150 мм, $A_{sw1} = 19,6 \text{ мм}^2$ (табл. 6 прил. 2).

$$\text{Тогда } q_{sw} = \frac{2 \cdot 19,6 \cdot 260}{150} = 67,9 \text{ Н/мм};$$

$$c = \frac{73,3 \cdot 10^3}{67,9 + 12,38} = 913 \text{ мм};$$

$$M_u = 199,7 \cdot 611 \cdot 310 + 67,9 \cdot 913^2/2 = 66124800 \text{ Н} \cdot \text{мм} \approx 66,1 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$c_1 = c + 120/2 = 913 + 60 = 973 \text{ мм};$$

$$M = 73,3 \cdot 0,913 - 12,38 \cdot 0,913^2/2 = 61,76 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Так как $M = 61,76 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_u = 66,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$, прочность наклонного сечения по изгибающему моменту обеспечена.

В соответствии с указанием п. 3.38 [7], проверку наклонных сечений по изгибающему моменту для элементов с постоянно и плавно меняющейся высотой допускается не производить, если изгибающий момент от внешних нагрузок в нормальном сечении, проходящем через конец зоны передачи напряжений M (рис. 3.7, сечение 2—2), меньше момента трещинообразования M_{cr} , при определении которого величина $R_{bt,ser}$ заменяется на R_{bt} .

К трещиностойкости железобетонных конструкций, эксплуатируемых в закрытых помещениях и армированных семипроволочными канатами класса К-7, предъявляются требования 3-й категории. Поэтому расчет плиты типа «двойное Т» по второй группе предельных состояний аналогичен расчету ребристой плиты покрытия $3 \times 6 \text{ м}$, приведенному в параграфе 2.2.

3.3. РАСЧЕТ СБОРНОЙ ПРЕДВАРИТЕЛЬНО НАПРЯЖЕННОЙ АРКИ ПРОЛОТОМ 36 м

Железобетонные арки с затяжкой (рис. 3.8) размещают через 12 м. Геометрические размеры сечений арки и ее армирование приведены на рис. 3.9.

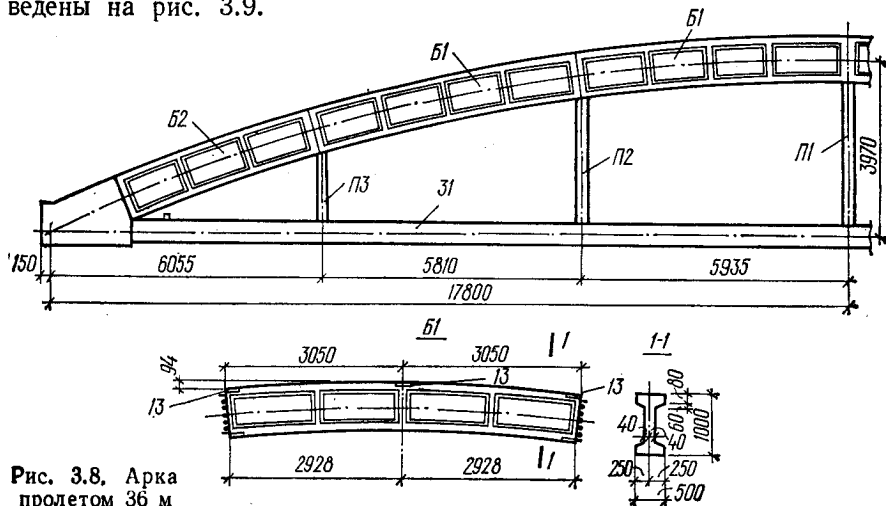


Рис. 3.8. Арка пролетом 36 м

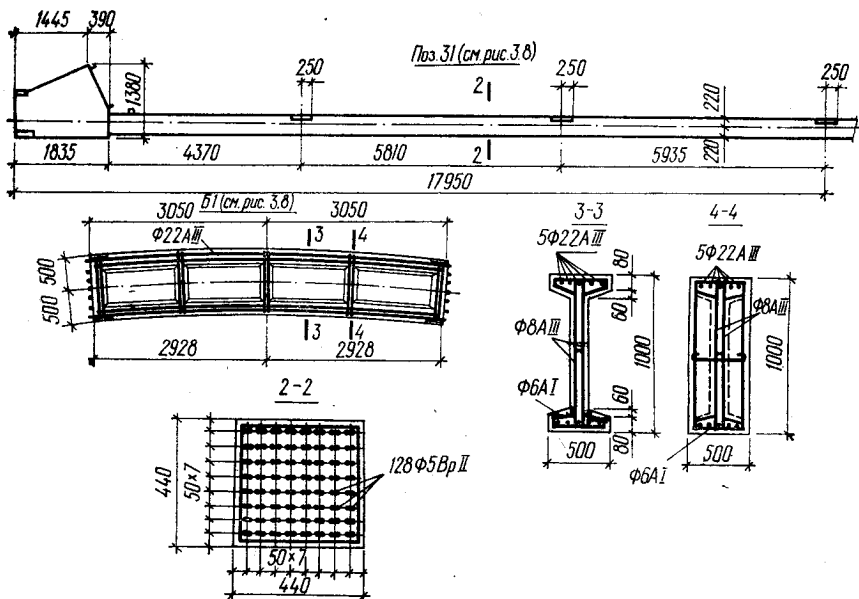


Рис. 3.9. Затяжка и армирование блоков

3.3.1. Данные для проектирования

Бетон тяжелый класса В30 (при $\gamma_{bl} = 1$ $R_b = 17$ МПа; $R_{bt} = 1,2$ МПа; при $\gamma_{bl} = 0,9$ $R_b = 15,3$ МПа; $R_{bt} = 1,08$ МПа; для бетона естественного твердения $R_{b, ser} = 22$ МПа; $R_{bt, ser} = 1,8$ МПа; $E_b = 32,5 \cdot 10^3$ МПа (табл. 1, прил. 1).

Предварительно напрягаемая арматура затяжки — высокопрочная проволока периодического профиля $\varnothing 5$ мм класса Вр-II ($R_s = 1045$ МПа; $R_{s, ser} = 1255$ МПа; $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа); натяжение арматуры производится механическим способом на упоры с применением инвентарных зажимов.

Ненапрягаемая арматура класса А-III диаметром 10—40 мм ($R_s = R_{sc} = 365$ МПа; $R_{stw} = 290$ МПа; $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа).

Затяжка относится к конструкциям 3-й категории трещиностойкости. Прочность бетона к моменту отпуска натяжных устройств (передаточная прочность) принимается $R_{bp} = 0,7 \cdot 30 = 21$ МПа.

3.3.2. Расчетный пролет и нагрузки

Расчетный пролет арки

$$l_0 = l - 2a = 35,9 - 2 \cdot 0,15 = 35,6 \text{ м,}$$

где a — расстояние от торца арки до точки опирания на колонну.

Нормативные и расчетные постоянные нагрузки от покрытия на арку с учетом коэффициента надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$ приведены в табл. 3.1.

Расчетная постоянная нагрузка на 1 м с учетом веса арки $G_n = 400$ кН

$$g = pL + \frac{G_n \gamma_f \gamma_n}{l} = 3197 \cdot 12 + \frac{400000 \cdot 1,1 \cdot 0,95}{35,9} = 50007 \text{ Н/м} = 50 \text{ кН/м},$$

где γ_f и γ_n — коэффициенты надежности по нагрузке и по назначению; p — расчетная нагрузка на покрытие; L — шаг колонн.

Расчетная временная нагрузка при $s_n = 700$ Н/м² для II снегового района

$$s = s_n L \gamma_f \gamma_n = 700 \cdot 12 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 11170 \text{ Н/м} = 11,17 \text{ кН/м}.$$

3.3.3. Геометрические характеристики и усилия в сечениях арки

Арку рассчитываем как двухшарнирную с затяжкой. Из соображений унификации блоков (рис. 3.9) ось арки выполняют по круговому очертанию.

Варианты загрузки и статическая схема арки приведены на рис. 3.10.

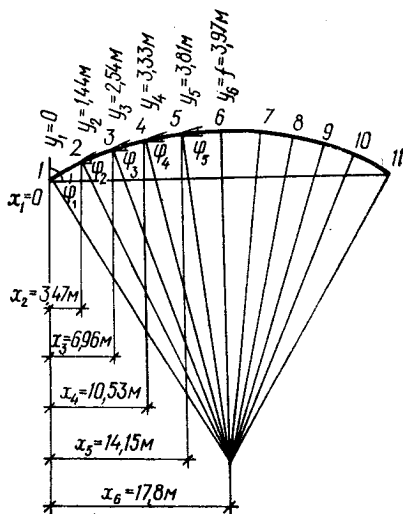
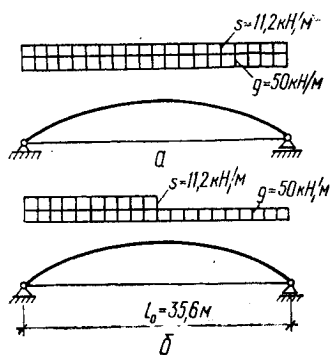
Находим геометрические характеристики арки, согласно рис. 3.11: радиус оси круговой арки

$$R = \frac{l_0^2 + 4f^2}{8f} = \frac{35,6^2 + 4 \cdot 3,97^2}{8 \cdot 3,97} = 41,9 \text{ м},$$

где f — стрела подъема, принятая равной примерно $\frac{1}{9}$ пролета, то есть 3,97 м;

Рис. 3.10. Варианты нагружения арки: а — сплошная нагрузка; б — односторонняя снеговая нагрузка

Рис. 3.11. К определению геометрических характеристик арки



центральный угол

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{x_0}{R-f} = \frac{17,8}{41,9-3,97} = 0,469; \varphi_1 = 25^\circ 8' \approx 25^\circ;$$

длина арки

$$L = 2R\alpha_0 = 2 \cdot 41,9 \cdot 0,436 = 36,6 \text{ м},$$

где

$$\alpha_0 = \frac{\varphi_1 2\pi}{360} = \frac{25 \cdot 2 \cdot 3,14}{360} = 0,436.$$

Арку разбиваем на 10 равных частей (дуге 0,1 части соответствует угол $\frac{\varphi_1}{5} = \frac{25^\circ}{5} = 5^\circ$) и определяем горизонтальные ординаты сечений (рис. 3.11) по формулам:

$$x = l/2 - R \sin \varphi; \quad y = R \cos \varphi - a,$$

где $a = R - f = 41,9 - 3,97 = 37,93$ м.

Например:

при $\varphi_1 = 25^\circ$ ($\sin 25^\circ = 0,4226$; $\cos 25^\circ = 0,9063$):

$$x_1 = \frac{35,6}{2} - 41,9 \cdot 0,4226 = 0,09 \approx 0;$$

$$y_1 = 41,9 \cdot 0,9063 - 37,93 = 0,04 \approx 0;$$

при $\varphi_2 = 20^\circ$ ($\sin 20^\circ = 0,342$; $\cos 20^\circ = 0,9397$):

$$x_2 = \frac{35,6}{2} - 41,9 \cdot 0,342 = 3,47 \text{ м};$$

$$y_2 = 41,9 \cdot 0,9397 - 37,93 = 1,44 \text{ м}.$$

Остальные значения x и y определяются аналогично.

Величина y_6 соответствует длине стрелы подъема f . Результаты вычислений приведены в табл. 3.2.

Предварительно задаемся площадями сечений арматуры в арке и в затяжке, а также вычисляем геометрические характеристики их сечений (см. рис. 3.9).

Принимаем приближенно для арки $A_s = 0,01A_b = 0,01(2 \times 50 \cdot 8 + 4 \cdot \frac{1}{2} \cdot 6 \cdot 21 + 84 \cdot 8) = 0,01 \cdot 1724 = 17,24 \text{ см}^2 = 1724 \text{ мм}^2$.

(Принимаем с округлением $A_s = 2000 \text{ мм}^2 > 1724 \text{ мм}^2$.)

Отношение модулей упругости для арки

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{200000}{32500} = 6,15.$$

Тогда площадь приведенного симметрично армированного сечения арки $A_{red} = A_b + \alpha A_s + \alpha A_s^{\uparrow} = 1724 + 6,15 \cdot 20 + 6,15 \cdot 20 = 1970 \text{ см}^2 = 19,7 \cdot 10^4 \text{ мм}^2$.

Таблица 3.2

Номер сечения	φ_x , град.	$\sin \varphi_x$	$\cos \varphi_x$	x , м	y , м	Номер сечения	φ_x , град.	$\sin \varphi_x$	$\cos \varphi_x$	x , м	y , м
1	25	0,4226	0,9063	0	0	7	-5	-0,0872	0,9962	14,15	3,81
2	20	0,342	0,9397	3,47	1,44	8	-10	-0,1736	0,9848	10,53	3,33
3	15	0,2588	0,9659	6,96	2,54	9	-15	-0,2588	0,9659	6,96	2,54
4	10	0,1736	0,9848	10,53	3,33	10	-20	-0,342	0,9397	3,47	1,44
5	5	0,0872	0,9962	14,15	3,81	11	-25	-0,4226	0,9063	0	0
6	0	0	1	17,8	3,97						

Момент инерции приведенного сечения при расстоянии до центра тяжести $y_s = 50$ см

$$I_{red} = I_b + \alpha A_s y_s^2 + \alpha A'_s y_s'^2 = 2 \frac{50 \cdot 8^3}{12} + 2 \cdot 50 \cdot 8(50 - 4)^2 + \\ + \frac{8 \cdot 84^3}{12} + \frac{21 \cdot 6^3}{36} + 4 \cdot \frac{1}{2} \cdot 6 \cdot 21(36 - 2)^2 + 6,15 \cdot 20 \cdot 46^2 + \\ + 6,15 \cdot 20 \cdot 46^2 = 2904555 \text{ см}^4 = 2,9 \cdot 10^{10} \text{ мм}^4.$$

Радиус инерции приведенного сечения

$$i_{red} = \sqrt{\frac{I_{red}}{A_{red}}} = \sqrt{\frac{2904555}{1970}} = 38,4 \text{ см} = 384 \text{ мм}.$$

Так как площадь сечения затяжки (см. рис. 3.9) $A_1 = 44 \cdot 44 = 1936 \text{ см}^2$, то сечение арматуры принимаем приблизительно

$$A_{s1} = 0,01 A_1 = 0,01 \cdot 1936 \approx 20 \text{ см}^2 = 2000 \text{ мм}^2.$$

Учитывая, что для затяжки отношение модулей упругости $\alpha = 6,15$, определяем площадь приведенного сечения затяжки

$$A_{red1} = 1936 + 6,15 \cdot 20 = 2059 \text{ см}^2 = 2,06 \cdot 10^5 \text{ мм}^2.$$

Распор определяется по методике, приведенной в работе [14].

Коэффициент податливости затяжки

$$k = \frac{1}{1 + \frac{15}{8} (i_{red})^2 \left(1 + \frac{A_{red}}{A_{red1}}\right)} = \frac{1}{1 + \frac{15}{8} \left(\frac{38,4}{397}\right)^2 \left(1 + \frac{1970}{2059}\right)} = 0,967.$$

Для каждого случая загрузки (см. рис. 3.10) находим распор от нагрузки $q = 1000 \text{ Н/м}$, принятой за единичную: для равномерно распределенной нагрузки

$$H_1 = k \frac{q l_0^2}{8 f} = 0,967 \frac{1000 \cdot 35,6^2}{8 \cdot 3,97} = 38587 \text{ Н} \approx 38,6 \text{ кН};$$

для односторонней равномерно распределенной нагрузки на половине пролета арки

$$H_2 = k \frac{q l_0^2}{16 f} = 0,967 \frac{1000 \cdot 35,6^2}{16 \cdot 3,97} = 19294 \text{ Н} \approx 19,3 \text{ кН}.$$

По вычисленному распору для каждого вида загрузки определяем расчетные усилия в сечениях арки. Для этого сначала определяем балочные изгибающие моменты M_0 и поперечные силы Q_0 .

При равномерно распределенной нагрузке балочные моменты и поперечные силы находим по формулам:

$$M_0 = R_A x - \frac{qx^2}{2};$$

$$Q_0 = R_A \left(1 - \frac{2x}{l}\right),$$

где $R_A = \frac{ql}{2}$ — опорная реакция в балке.

Так, например, при $x_6 = 17,8$ м ($R_A = 17,8$ кН и $q = 1000$ Н/м = 1 кН/м)

$$M_0 = 17,8 \cdot 17,8 - \frac{1 \cdot 17,8^2}{2} = 158,42 \text{ кН/м.}$$

При загрузении половины пролета арки балочный момент и поперечную силу в незагруженной части определяем по формулам:

$$M_0 = R_B x; \quad Q_0 = R_B,$$

где $R_B = \frac{ql}{8}$ — реакция в балке со стороны незагруженной части.

Например, при $x_6 = 17,8$ м ($R_B = 4,45$ кН; $q = 1$ кН/м)

$$M_0 = 4,45 \cdot 17,8 = 79,21 \text{ кН/м.}$$

После вычисления балочных моментов и поперечных сил по приведенным ниже формулам определяем расчетные усилия для всех сечений арки:

$$M_x = M_0 - Hy;$$

$$N_x = Q_0 \sin \varphi + H \cos \varphi;$$

$$Q_x = Q_0 \cos \varphi - H \sin \varphi,$$

где φ — угол между касательной к оси арки в рассматриваемом сечении и горизонталью (см. табл. 3.2 и рис. 3.11); M_0 и Q_0 — изгибающий момент и поперечная сила в балке на двух опорах пролетом, равным пролету рассматриваемой арки.

Определим M_x , N_x , Q_x в середине пролета арки при действии равномерно распределенной нагрузки $q = 1000$ Н/м при $\varphi = 0$; $M_0 = 158,42$ кН/м; $Q_0 = 0$; $H = 38,6$ кН; $y_6 = 3,97$ м:

$$M_6 = 158,42 - 38,6 \cdot 3,97 = 5,18 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$N_6 = 0 - 38,6 \cdot 1 = 38,6 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_6 = 0 \cdot 1 - 38,6 \cdot 0 = 0.$$

В табл. 3.3 приведены усилия от единичной нагрузки $q = 1000$ Н/м, распределенной по всему пролету, а в табл. 3.4 — усилия в арке от единичной нагрузки $q = 1000$ Н/м на левой половине арки.

Таблица 3.3

Номер сечения	H , кН	M_0 , кН·м	Q_0 , кН	M_x , кН·м	N_x , кН	Q_x , кН
1		0	17,8	0	42,51	-0,18
2		55,75	14,33	0,17	41,17	0,27
3		99,67	10,84	1,63	40,09	0,48
4		131,99	7,27	3,45	39,27	0,46
5	38,6	151,76	3,65	4,69	38,77	0,27
6		158,42	0	5,18	38,6	0
7		151,76	-3,65	4,69	38,77	-0,27
8		131,99	-7,27	3,45	39,27	-0,46
9		99,67	-10,84	1,63	40,09	-0,48
10		55,75	-14,33	0,17	41,17	-0,27
11		0	-17,8	0	42,51	0,18

Таблица 3.4

Номер сечения	H , кН	M_0 , кН·м	Q_0 , кН	M_x , кН·м	N_x , кН	Q_x , кН
1		0	13,35	0	23,13	3,94
2		40,31	9,88	12,52	21,52	2,68
3		68,69	6,39	19,67	20,3	1,18
4		85,16	2,82	20,89	19,5	-0,57
5	19,3	88,79	-0,8	15,26	19,16	-2,48
6		79,21	-4,45	2,58	19,3	-4,45
7		62,97	-4,45	-10,56	19,31	-2,75
8		46,86	-4,45	-17,41	19,39	-1,03
9		30,97	-4,45	-18,05	19,41	0,7
10		15,44	-4,45	-12,35	19,29	2,42
11		0	-4,45	0	19,37	4,13

Для вычисления расчетных усилий в сечениях арки необходимо для каждого вида нагружения величины, приведенные в табл. 3.3 и 3.4, умножить на переводные коэффициенты, определяемые по формулам:

для постоянной нагрузки

$$k_1 = \frac{g}{q} = \frac{50007}{1000} = 50,$$

для временной нагрузки

$$k_2 = \frac{s}{q} = \frac{11170}{1000} = 11,2.$$

В табл. 3.5 приведены значения усилий от всех видов нагрузок, а также расчетные комбинации усилий при наиболее невыгодном их сочетании в сечениях 1, 5, 6, 10, 11.

Распор от расчетных нагрузок при $\gamma_f = 1$

$$H_{act} = \frac{H}{\gamma_f} = \frac{2362}{1,25} = 1890 \text{ кН},$$

где γ_f — среднее значение коэффициента надежности по нагрузке.

Таблица 3.5

Схема нагружения арки	Вид усилия	Сечения арки										
		1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
<p>$q = 50 \text{ кН/м}$ $H = 1930 \text{ кН}$</p>	$M, \text{ кН} \cdot \text{м}$	0	8,5	81,5	172,5	234,5	259	234,5	172,5	81,5	8,5	0
	$N, \text{ кН}$	2125,5	2058,5	2004,5	1963,5	1938,5	1930	1938,5	1963,5	2004,5	2058,5	2125,5
	$Q, \text{ кН}$	-9	13,5	24	23	13,5	0	-13,5	-23	-24	-13,5	9
<p>$S = 11,2 \text{ кН/м}$ $H = 432 \text{ кН}$</p>	$M, \text{ кН} \cdot \text{м}$	0	1,91	18,25	38,64	52,53	58,02	52,53	38,64	18,25	1,91	0
	$N, \text{ кН}$	476,1	461,1	449	439,8	434,2	432,3	434,2	439,8	449	461,1	476,1
	$Q, \text{ кН}$	-2,02	3,02	5,38	5,15	3,02	0	-3,02	-5,15	-5,38	-3,02	2,02
<p>$S = 11,2 \text{ кН/м}$ $H = 216 \text{ кН}$</p>	$M, \text{ кН} \cdot \text{м}$	0	140,2	220,3	234	170,9	28,9	-118,3	-195	-202,1	-138,3	0
	$N, \text{ кН}$	259,1	241	227,4	218,4	214,6	216,2	216,3	217,2	217,4	216	216,9
	$Q, \text{ кН}$	44,13	30,02	13,22	-6,38	-27,78	-49,84	-30,8	-30,8	-11,54	7,84	27,1
<p>Расчетные сочетания усилий</p>	$\max M$	0	148,7	301,8	406,5	405,4	317	287	211,1	-120,6	-129,8	0
	$\min M$	2601,6	2299,5	2231,9	2181,9	2153,1	2153,1	2362,3	2372,7	2403,3	2221,9	2601,6
	соотв N	2601,6	2519,6	2453,5	2403,3	2372,3	2362,3	2372,7	2403,3	2453,5	2519,6	2601,6
	соотв M	0	10,4	99,8	211,1	287	317	287	211,1	99,8	10,4	0
$\max Q$	35,13	43,52	37,2	28,2	14,3	-49,84	-44,3	-34,5	-29,38	-16,5	55,3	

$H_{\max} = 2362 \text{ кН}$

3.3.4. Расчет прочности затяжки

Арматуру затяжки подбираем как для центрально растянутого элемента по условиям прочности.

Из условия (III.1) [4] определяем необходимое сечение арматуры

$$A_{sp} = \frac{H}{\gamma_{s6} R_s} = \frac{2362000}{1045} = 2260 \text{ мм}^2;$$

коэффициент γ_{s6} не учитывается вследствие расположения высокопрочной проволоки попарно вплотную без зазоров (п. 3.13 [10]). Число проволок при $\varnothing 5$ мм $A_{sp1} = 19,6 \text{ мм}^2$

$$n = \frac{A_{sp}}{A_{sp1}} = \frac{2260}{19,6} = 116 \text{ шт.}$$

Принимаем 128 проволок.

$$A_{sp} = n A_{sp1} = 128 \cdot 19,6 = 2508,8 \text{ мм}^2 > 2260 \text{ мм}^2.$$

Армирование затяжки приведено на рис. 3. 9.

3.3.5. Определение потерь предварительного напряжения арматуры затяжки

По условиям эксплуатации арки в закрытом помещении затяжка относится к конструкциям 3-й категории трещиностойкости. В то же время предельно допустимая ширина раскрытия трещин, обеспечивающая сохранность арматуры $\varnothing 5$ ВрII, весьма мала ($a_{кр2} = 0,2$ мм). Поэтому предварительное напряжение арматуры механическим способом можно назначить максимальным

$$\sigma_{sp} = R_{s, ser}/1,05 = 1255/1,05 = 1195 \text{ МПа.}$$

Потери предварительного напряжения арматуры при ее натяжении на упоры определяются по блок-схеме 1 прил. 4.

Первые потери напряжения σ_{11} (до обжатия бетона). 1. От релаксации напряжений при механическом способе натяжения проволоочной арматуры

$$\sigma_1 = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s, ser}} - 0,1\right) \sigma_{sp} = \left(0,22 \frac{1195}{1255} - 0,1\right) \cdot 1195 = 130,8 \text{ МПа.}$$

Потери от температурного перепада отсутствуют, так как по мере увеличения постоянной нагрузки на арку арматура затяжки подтягивается.

6. От деформации анкеров при инвентарных зажимах

$$\sigma_3 = \frac{1,25 + 0,15d}{l} E_s = \frac{1,25 + 0,15 \cdot 5}{38 \cdot 10^3} \cdot 2 \cdot 10^5 = 10,5 \text{ МПа,}$$

где $l = 38$ м — длина арматурного стержня, расстояние между упорами стенда.

8. Поскольку напрягаемая арматура не отгибается, потери от трения арматуры об огибающие приспособления отсутствуют, то есть $\sigma_4 = 0$.

11. От деформаций стальной формы при отсутствии данных о ее конструкции $\sigma_5 = 30$ МПа.

Потери от быстронатекающей ползучести

$$13. \sigma_{sp}^0 = \sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_3 - \sigma_5 = 1195 - 130,8 - 10,5 - 30 = 1023,7 \text{ МПа.}$$

$$15. P = \sigma_{sp}^0 A_{sp} = 1023,7 \cdot 2508,8 = 2568258,5 \text{ Н} = 2568 \text{ кН.}$$

16. Учитывая симметричное армирование, считаем $e_{оп1} = 0$.

$$17. \sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red1}} = \frac{2568 \cdot 10^3}{2,06 \cdot 10^5} = 12,5 \text{ МПа.}$$

$$19. \alpha = 0,25 + 0,025 R_{bp} = 0,25 + 0,025 \cdot 21 = 0,775.$$

$$20. \alpha = 0,775 < 0,8.$$

$$21. \sigma_{bp}/R_{bp} = 12,5/21 = 0,595 < \alpha = 0,775.$$

Для бетонов естественного твердения

$$\sigma_6 = 40\sigma_{bp}/R_{bp} = 40 \cdot 12,5/21 = 23,8 \text{ МПа.}$$

26. Первые потери

$$\sigma_{I1} = \sigma_1 + \sigma_3 + \sigma_5 + \sigma_6 = 130,8 + 10,5 + 30 + 23,8 = 195 \text{ МПа.}$$

Вторые потери напряжения. От усадки тяжелого бетона класса В 30 естественного твердения (табл. 5 [10])

$$\sigma_8 = 40 \text{ МПа.}$$

От ползучести бетона:

$$27. \sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{I1} = 1195 - 195 = 1000 \text{ МПа.}$$

$$29. P_1 = \sigma_{sp1} A_{sp} = 1000 \cdot 2508,8 = 2508800 \text{ Н} = 2509 \text{ кН.}$$

$$31. \sigma_{bp1} = P_1/A_{red1} = 2509 \cdot 10^3/2,06 \cdot 10^5 = 12,2 \text{ МПа.}$$

$$32. \sigma_{bp1}/R_{bp} = 12,2/21 = 0,58 < 0,75.$$

33. Для бетона естественного твердения

$$\sigma_9 = 150\sigma_{bp1}/R_{bv} = 150 \cdot 0,58 = 87 \text{ МПа.}$$

$$35. \text{Вторые потери } \sigma_{I2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 40 + 87 = 127 \text{ МПа.}$$

36. Суммарные потери

$$\sigma_I = \sigma_{I1} + \sigma_{I2} = 195 + 127 = 322 \text{ МПа} > 100 \text{ МПа.}$$

Напряжение с учетом всех потерь

$$\sigma_{sp'} = \sigma_{sp} - \sigma_I = 1195 - 322 = 873 \text{ МПа.}$$

Усилие обжатия с учетом всех потерь

$$P_2 = A_{sp} \sigma_{sp2} = 2508,8 \cdot 873 = 2190182 \text{ Н} = 2190 \text{ кН.}$$

3.3.6. Расчет трещиностойкости сечений затяжки

Проверяем сечение затяжки по образованию трещин. Расчет производится с учетом коэффициента точности натяжения $\gamma_{sp} = 0,9$.

$$N_{crc} = R_{bt, ser} (A + 2\alpha A_{sp}) + \gamma_{sp} P_2 = 1,8(172400 + 2 \cdot 6,15 \cdot 2508,8) + 0,9 \cdot 2190182 = 2174421 \text{ Н} = 2174 \text{ кН.}$$

Так как значение распора при $\gamma_f = 1$

$$N_{act} = 1890 < N_{crc} = 2174 \text{ кН},$$

то трещины в затяжке не образуются.

3.3.7. Проверка прочности затяжки при обжатии бетона

В соответствии с п. 3.50 [7], определяем усилие обжатия бетона как для центрального обжатого элемента с учетом всей напрягаемой арматуры. При натяжении арматуры на упоры прочность затяжки проверяется из условия

$$(\sigma_{sp1} - 330) A_{sp} \leq AR'_b.$$

Предварительное напряжение с учетом первых потерь определяется при $\gamma_{sp} = 1,1$

$$\sigma_{sp1} = (\sigma_{sp} - \sigma_{l1}) \gamma_{sp} = (1195 - 195) \cdot 1,1 = 1100 \text{ МПа},$$

тогда $(\sigma_{sp1} - 330) A_{sp} = (1100 - 330) \cdot 2508,8 = 1931776 \text{ Н} = 1932 \text{ кН} < AR'_b = 172400 \cdot 12,1 = 2086040 \text{ Н} = 2086 \text{ кН}$, где $R'_b = 12,1 \text{ МПа}$ — призменная прочность бетона к моменту его обжатия, вычисленная по интерполяции при $R_{bp} = 21 \text{ МПа}$.

Условие соблюдается, следовательно, прочность затяжки при ее обжатии обеспечена.

3.3.8. Расчет прочности нормальных сечений верхнего пояса арки

В сечениях арки действуют изгибающие моменты, сопоставимые по величине, но разные по знаку (табл. 3.5).

Поэтому принимаем симметричное армирование сечений арки ($A_s = A'_s$).

Сечение арматуры в средних блоках арки определяем по наиболее невыгодной комбинации усилий. В сечениях 4 и 5 действуют практически равные моменты, однако значение нормальной силы в сечении 5 меньше. Следовательно, $e_{04} = 406,5/2181,9 = 0,186 \text{ м} < e_{05} = 405,4/2153,1 = 0,188 \text{ м}$. Поэтому за расчетное принимается сочетание усилий в сечении 5.

В этом сечении расчетные комбинации усилий: от полной нагрузки — $M = 405,4 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $N = 2153,3 \text{ кН}$; от длительной нагрузки — $M_l = 234,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $N_l = 1938,5 \text{ кН}$.

Расчетная длина в плоскости арки (табл. 33 [10]):

$$l_0 = 0,54L = 0,54 \cdot 36,6 = 19,76 \text{ м}.$$

Так как $l_0/i_{red} = 1976/38,4 = 51,4 > 14$, расчет производим с учетом прогиба элемента, согласно п. 3.3 [10].

Далее расчет выполняем по блок-схеме 18 прил. 4 при $h_0 = h - a = 1000 - 40 = 960 \text{ мм}$.

1. $e_0 = M/N = 405,4/2153,1 = 0,188 \text{ м} = 188 \text{ мм}$.
2. $M_1 = M + 0,5N(h_0 - a') = 405,4 + 0,5 \cdot 2153,1(0,96 - 0,04) = 1396 \text{ кН} \cdot \text{м}$.
3. $M_{1l} = M_l + 0,5N(h_0 - a') = 234,5 + 0,5 \cdot 1938,5(0,96 - 0,04) = 1126 \text{ кН} \cdot \text{м}$.
7. Так как момент кратковременных нагрузок (снег справа или слева) $M - M_l = 405,4 - 234,5 = 170,9 \text{ кН} \cdot \text{м}$, изменяющий знак, меньше момента от суммы постоянных и длительных нагрузок, то есть $M - M_l = \pm 170,9 \text{ кН} \cdot \text{м} < M_l = 234,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$, то M и M_l одного знака.
9. $\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{1l}}{M_l} = 1 + 1 \frac{1126}{1396} = 1,81$, где $\beta = 1$ для тяжелого бетона (табл. 30 [10]).
10. $\varphi_l = 1,81 < 1 + \beta = 1 + 1 = 2$; принимаем $\varphi_l = 1,81$.
13. $\delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01R_b = 0,5 - 0,01 \frac{1976}{100} - 0,01 \cdot 15,3 = 0,149$.
14. Конструкция двухшарнирной арки статически неопределимая.
- 15'. $e_0 = 18,8 \text{ см} > e_{a2} = 3,33 \text{ см}$, где e_{a2} — больший из случайных эксцентриситетов ($e_{a1} = l_0/600 = 1976/600 = 3,29 \text{ см}$ и $e_{a2} = h/30 = 100/30 = 3,33 \text{ см}$).
- Случайный эксцентриситет не учитывается.
16. $\sigma_{e,min} = 0,149 < e_0/h = 188/1000 = 0,188$.
17. Принимаем $\delta_e = e_0/h = 0,188$.
18. $\alpha = E_s/E_b = 6,15$.
21. Условная критическая сила для элемента двутаврового сечения без предварительного напряжения

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b}{l_0^2} \left[\frac{l}{\varphi_l} \left(\frac{0,1}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] = \frac{6,4 \cdot 32,5 \cdot 10^9}{(19,76 \cdot 10^3)^2} \times$$

$$\times \left[\frac{2,9 \cdot 10^{10}}{1,81} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,188} + 0,1 \right) + 6,15 \cdot 21,16 \cdot 10^7 \right] =$$

$$= 4849970 \text{ МПа} \cdot \text{мм}^2 = 4849970 \text{ Н} = 4850 \text{ кН}.$$

22. $N = 2153 \text{ кН} < N_{cr} = 4850 \text{ кН}$.

23. Коэффициент, учитывающий влияние прогиба

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}} = \frac{1}{1 - 2153/4850} = 1,8.$$

Определение площади сечения арматуры внецентренно сжатого элемента двутаврового профиля (см. рис. 3.8) начинаем по блок-схеме 8 прил. 4 с учетом действия продольной силы N .

- $h_0 = h - a = 1000 - 40 = 960 \text{ мм}$.
- $\omega = \alpha - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 15,3 = 0,728$.
- $\gamma_{b2} = 0,9$.
- $\sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа}$.

5. Граничная относительная высота сжатой зоны

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,728}{1 + \frac{365}{500} \left(1 + \frac{0,728}{1,1}\right)} = 0,584,$$

где $\sigma_{sR} = 365$ МПа для арматуры класса А-III.

6. Положение нейтральной оси проверяем из условия

$$N = 2153 \text{ кН} > R_b b_i h_i' = 15,3 \cdot 500 \cdot 110 = 841500 \text{ Н} = 841,5 \text{ кН}.$$

Нейтральная ось проходит в пределах ребра, поэтому расчет производим с учетом тавровой формы сечения по блок-схеме 20 прил. 4.

$$2. e = \eta e_0 + 0,5 (h_0 - a') = 1,8 \cdot 188 + 0,5 (960 - 40) = 798 \text{ мм}.$$

$$7. \delta = \frac{a}{h} = \frac{40}{960} = 0,042.$$

$$8. \alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{2153000}{15,3 \cdot 80 \cdot 960} = 1,83.$$

$$9. \alpha_m = \frac{N e}{R_b b h_0^2} = \frac{2153000 \cdot 798}{15,3 \cdot 80 \cdot 960^2} = 1,52.$$

10. Принимая во внимание необходимость учета сжатых свесов полки, вычисляем

$$\xi = \alpha_n - \alpha_f = 1,83 - 0,6 = 1,23 > \xi_R = 0,584,$$

где $\alpha_f = A_f / b h_0 = 46200 / 80 \cdot 960 = 0,6$, здесь $A_f = (b_f' - b) h_f' = (500 - 80) \cdot 110 = 46200 \text{ мм}^2$.

11. При наличии сжатой полки

$$\alpha = \frac{\alpha_m - \xi_2 (1 - 0,5 \xi_2) - \delta_f}{1 - \delta} = \frac{1,52 - 0,907 (1 - 0,5 \cdot 0,907) - 0,566}{1 - 0,042} = 0,565,$$

$$\text{где } \xi_2 = \frac{\xi + \xi_R}{2} = \frac{1,23 + 0,584}{2} = 0,907;$$

$$\delta_f = \alpha_f (1 - 0,5 h_f' / h_0) = 0,6 (1 - 0,5 \cdot 110 / 960) = 0,566.$$

Относительная высота сжатой зоны бетона определяется из формулы (VII.81) [3]:

$$\begin{aligned} \xi_1 &= - \frac{\alpha + \alpha \kappa + \alpha_f - \alpha_n}{2} + \sqrt{\left(\frac{\alpha + \alpha \kappa + \alpha_f - \alpha_n}{2}\right)^2 + \alpha \kappa \omega} = \\ &= - \frac{0,565 + 0,565 \cdot 4,05 + 0,6 - 1,83}{2} + \\ &+ \sqrt{\left(\frac{0,565 + 0,565 \cdot 4,05 + 0,6 + 1,83}{2}\right)^2 + 0,565 \cdot 4,05 \cdot 0,728} = 0,713, \end{aligned}$$

$$\text{где } \kappa = 500 / R_s (1 - \omega / 1,1) = 500 / 365 (1 - 0,728 / 1,1) = 4,05 \text{ при } \gamma_{b2} < 1.$$

13. Площадь симметричной арматуры таврового сечения

$$A_s = A_s' = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \xi_1 (1 - 0,5 \xi_1) - \delta_f}{1 - \delta} =$$

$$= \frac{15,3 \cdot 80 \cdot 960}{365} \cdot \frac{1,52 - 0,713 (1 - 0,5 \cdot 0,713) - 0,566}{1 - 0,042} = 1664 \text{ мм}^2.$$

14. $\mu = \frac{A_s + A_s'}{b h_0} = \frac{1664 + 1664}{80 \cdot 960} = 0,043.$

15. $\mu = 0,043 > \mu_{min} = 0,004.$

Поскольку полученное армирование незначительно отличается от принятого в первом приближении ($A_s = 2000 \text{ мм}^2$), дальнейшего уточнения площади сечения арматуры не производим.

Принимаем с каждой стороны по 5 $\varnothing 22$ А III, $A_s = 1900 \text{ мм}^2 > 1664 \text{ мм}^2.$

Расчитываем сечение 1 (в крайних блоках). По табл. 3.5 расчетная комбинация в этом сечении:

$$M = 0; N = 2601,6 \text{ кН}; N_l = 2125,5 \text{ кН}.$$

Так как $M = 0$ и $e_0 = 0$, то внецентренно сжатый элемент можно рассчитывать как элемент со случайными эксцентриситетами по блок-схеме 17 прил. 4.

1. $l_0/h = 19,76/1 = 19,76 < 20.$

2. $N_l/N = 2125,5/2601,6 = 0,81.$

3. По табл. 10 прил. 3 определяем коэффициент $\varphi_b = 0,61.$

4. Принимаем $\mu_1 = 1 \%$.

5. По l_0/h и N_l/N определяем коэффициент φ_r по табл. 10 прил. 3 $\varphi_r = 0,71.$

6. $\alpha = \frac{R_{sc}}{R_b} = \frac{365}{15,3} \cdot 0,01 = 0,239.$

7. $\varphi_1 = \varphi_b + 2(\varphi_r - \varphi_b)\alpha = 0,61 + 2(0,71 - 0,61) \cdot 0,239 = 0,658.$

8. $\varphi_1 = 0,658 < \varphi_r = 0,71.$

9. Принимаем $\varphi = \varphi_1 = 0,658.$

10. $A_s + A_s' = \frac{N}{\eta \varphi R_{sc}} - A \frac{R_b}{R_{sc}} = \frac{2601600}{1 \cdot 0,658 \cdot 365} - 172400 \frac{15,3}{365} = 10832 -$

$- 7226,6 = 3605,4 \text{ мм}^2,$
где $\eta = 1$ при $h > 200 \text{ мм}.$

11. $\mu = \frac{A_s + A_s'}{b h} = \frac{3605,4}{80 \cdot 1000} = 0,045 > \mu_1 + 0,002 = 0,01 + 0,002 = 0,012.$

Повторяем расчет при новом значении μ_1 , начиная с п. 6

6. $\alpha = \frac{365}{15,3} \cdot 0,045 = 1,075.$

7. $\varphi_1 = 0,61 + 2(0,71 - 0,61) \cdot 1,075 = 0,825.$

8. $\varphi_1 = 0,825 > \varphi_r = 0,71.$

9. Принимаем $\varphi = \varphi_r = 0,71.$

10. $A_s + A_s' = \frac{2601600}{1 \cdot 0,71 \cdot 365} - 172400 \frac{15,3}{365} = 2812,4 \text{ мм}^2.$

$$11. \mu = \frac{2812,4}{80 \cdot 1000} = 0,036 < 0,045 + 0,002 = 0,047.$$

12. Принимаем армирование элемента то же, что и в сечении 5, то есть 5 \varnothing 22 А III, $A_s = 1900 \text{ мм}^2 > \frac{A_s + A'_s}{2} = \frac{2812,4}{2} = 1406,2 \text{ мм}^2$.

$$13. A_{sm} = 0 < (A_s + A'_s)/3 = \frac{2812,4}{3} = 837,5 \text{ мм}^2.$$

Проверяем прочность сечения 10 первого блока при принятой арматуре 5 \varnothing 22 А III для следующих расчетных значений усилий: $M = -129,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $N = 2274,5 \text{ кН}$; $M_l = 8,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $N_l = 2058,5 \text{ кН}$.

Расчет производим с учетом тавровой формы сечения.

Определяем коэффициент увеличения начального эксцентриситета по блок-схеме 18 прил. 4 с учетом двутавровой формы сечения.

$$1. e_0 = \frac{M}{N} = \frac{129,8}{2274,5} = 0,057 \text{ м} = 5,7 \text{ см} = 57 \text{ мм}.$$

$$2. M_1 = 129,8 + 0,5 \cdot 2274,5 (0,96 - 0,04) = 1176 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$3. M_{l1} = 8,5 + 0,5 \cdot 2058,5 (0,96 - 0,04) = 955,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$5. l_0/i_{red} = 51,4 > 14.$$

7. $M - M_l = 129,8 - 8,5 = 121,3 \text{ кН} \cdot \text{м} > M = 8,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$, следовательно M и M_l имеют разные знаки.

$$8. e_0 = 57 \text{ мм} < 0,1h = 0,1 \cdot 1000 = 100 \text{ мм}.$$

$$8'. M_l = 0,5N(h_0 - a') = 0,5 \cdot 2274,5 (0,96 - 0,04) = 1046 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$8''. \varphi_{l1} = 1 + \beta \frac{M_{l1}}{M_l} = 1 + 1 \frac{955,4}{1046} = 1,91.$$

$$10'. \varphi_{l1} = 1,91 < 1 + \beta = 1 + 1 = 2, \text{ принимаем } \varphi_{l1} = 1,91.$$

$$12. \varphi_l = \varphi_{l1} + 10(1 - \varphi_{l1}) \frac{e_0}{h} = 1,91 + 10(1 - 1,91) \frac{57}{1000} = 1,39.$$

$$13. \delta_{e, min} = 0,149.$$

14. Конструкция статически неопределимая.

$$15'. e_0 = 57 \text{ мм} > e_{a2} = 33,3 \text{ мм}.$$

$$16. \delta_{e, min} = 0,149 > e_0/h = 57/1000 = 0,057.$$

17. Принимаем $\delta_e = \delta_{e, min}$.

$$18. \alpha = 6,15.$$

$$21. N_{cr} = \frac{6,4 \cdot 32,5 \cdot 10^3}{(19,76 \cdot 10^3)^2} \left[\frac{2,9 \cdot 10^{10}}{1,39} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,149} + 0,1 \right) + 6,15 \cdot 21,16 \times \right. \\ \left. \times 10^7 \right] = 6715800 \text{ МПа} \cdot \text{мм}^2 = 6716 \text{ кН}.$$

$$22. N = 2274,5 \text{ кН} < N_{cr} = 6716 \text{ кН}.$$

$$23. \eta = \frac{1}{1 - 2274,5/6716} = 1,51.$$

Определение площади арматуры внецентренно сжатого элемента двутавровой формы сечения можно производить в том же порядке, который указан в блок-схеме 20 прил. 4.

В результате расчета получена площадь арматуры $A_s = A'_s = 116,7 \text{ мм}^2$, что значительно меньше арматуры в сечении 5.

Принятое армирование 5 \varnothing 22АIII, $A_s = 1900 \text{ мм}^2$, достаточно.

3.3.9. Расчет прочности наклонных сечений арки

Выполняем расчет наклонного сечения, идущего от грани опоры арки. Условно считаем всю нагрузку на верхний пояс арки равномерно распределенной (см. рис. 3.10).

Расчет выполняем по блок-схеме 12 прил. 4, определив предварительно величины, входящие в исходные данные.

Максимальная поперечная сила действует в сечении 11 $Q_{max} = 55,3$ кН, соответствующая ей продольная сила $N = 2601,6$ кН.

Коэффициент, учитывающий влияние продольной силы,

$$\varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_{bt} b h_0} = 0,1 \frac{2601600}{1,08 \cdot 80 \cdot 960} = 3,14 > 0,5.$$

Принимаем $\varphi_n = 0,5$.

Коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок двутаврового сечения арки,

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b_j - b) h_j}{t h_0} = 0,75 \frac{330 \cdot 110}{80 \cdot 960} = 0,473 < 0,5,$$

где $b_j - b = 500 - 80 = 420 > 3h_j = 3 \cdot 110 = 330$ мм, поэтому принято $b_j - b = 330$ мм.

Далее расчет выполняем по блок-схеме 12, прил. 4.

1. $h_0 = h - a = 1000 - 40 = 960$ мм.

2. $Q_b = \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0 = 0,6 (1 + 0,5) \cdot 1,08 \cdot 80 \cdot 960 = 74649,6$ Н = 74,6 кН,

где $\varphi_{b3} = 0,6$ — для тяжелого бетона.

3. $Q_{max} = 55,3$ кН $< Q_b = 74,6$ кН.

В этом случае поперечную арматуру устанавливаем по конструктивным требованиям. Принимаем 2 \varnothing 8А III $A_{sw}' = 2 \cdot 50,3 = 100,6$ мм², шаг $s = 300$ мм $< \frac{1}{3} = 333$ мм < 500 мм.

Проверяем прочность наклонной полосы между наклонными трещинами на действие поперечной силы по блок-схеме 13 прил. 4.

1. $h_0 = 960$ мм.

2. $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 1,08 = 0,989$,

где $\beta = 0,01$ для тяжелого бетона.

3. $A_{sw} = A_{sw1} n = 50,3 \cdot 2 = 100,6$ мм².

4. $\mu_w = A_{sw} / b s = 100,6 / 80 \cdot 300 = 0,0042$.

5. $\alpha = E_s / E_b = 6,15$.

6. $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 6,15 \cdot 0,0042 = 1,129$.

7. $\varphi_{w1} = 1,129 < 1,3$.

9. $Q_u = 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_{bt}bh_0 = 0,5 \cdot 1,129 \cdot 0,989 \cdot 15,3 \cdot 80 \cdot 960 = 656013$ Н = 656 кН.

10. $Q = 55,3$ кН $< Q_u = 656$ кН.

Прочность наклонной полосы достаточна.

3.3.10. Расчет прочности и трещиностойкости подвески

Подвеску рассчитываем на осевое растяжение от веса подвески и участка затяжки длиной 5858 мм (см. рис. 3.8): $G_1 = bhl\rho\gamma_l\gamma_n = 0,15 \cdot 0,4 \cdot 3,25 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 5,09$ кН, где $b \times h = 150 \times 400$ мм — размеры поперечного сечения подвески; l — длина наиболее нагруженной подвески; γ_l и γ_n — коэффициенты надежности по нагрузке и по назначению; ρ — средняя плотность железобетона;

$$G_2 = bhl\rho\gamma_l\gamma_n = 0,44 \cdot 0,44 \cdot 5,858 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 29,63 \text{ кН.}$$

Итого $N = G_1 + G_2 = 5,09 + 29,63 = 34,72$ кН.

Необходимое сечение арматуры подвески

$$A_s = \frac{N}{R_s} = \frac{34720}{365} = 95,12 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 4 \varnothing 10 АIII; $A_s = 314 > 95,12$ мм².

Производим расчет подвески по образованию трещин

$$N_{crc} = R_{bt, ser} (A + 2\alpha A_s) = 1,8 (60000 + 2 \cdot 6,15 \cdot 314) = 114951 \text{ Н} = 114,95 \text{ кН} > N_{act} = 31,56 \text{ кН},$$

где $N_{act} = \frac{34,72}{1,1} = 31,56$ кН — с учетом коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_l = 1$.

Следовательно, трещиностойкость подвески обеспечена.

3.4. РАСЧЕТ ДВУХВЕТВЕВОЙ КОЛОННЫ СРЕДНЕГО РЯДА

Усилия для расчета колонн и их невыгодные сочетания получают в результате статического расчета поперечника. Размеры колонны и расчетные сечения приведены на рис. 3.12.

3.4.1. Данные для проектирования

Бетон класса В20 ($R_b = 11,5$ МПа; $R_{bt} = 0,9$; $E_b = 27 \times 10^3$ МПа).

В расчетное сопротивление бетона коэффициенты условий работы бетона γ_{b2} (табл. 15 [10]) вводятся в следующих случаях:

при учете всех нагрузок, включая те нагрузки, суммарная длительность действия которых мала (ветровые и крановые нагрузки) — $\gamma_{b2} = 1,1$;

при отсутствии в расчетном сочетании ветровой и крановой нагрузок — $\beta\gamma_{b2} = 0,9$.

Продольная арматура класса А-III \varnothing 10—40 мм ($R_s = R_{sc} = 365$ МПа; $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа); поперечная арматура класса А-I ($R_s = 225$ МПа; $R_{sw} = 175$ МПа; $E_s = 2,1 \cdot 10^5$ МПа).

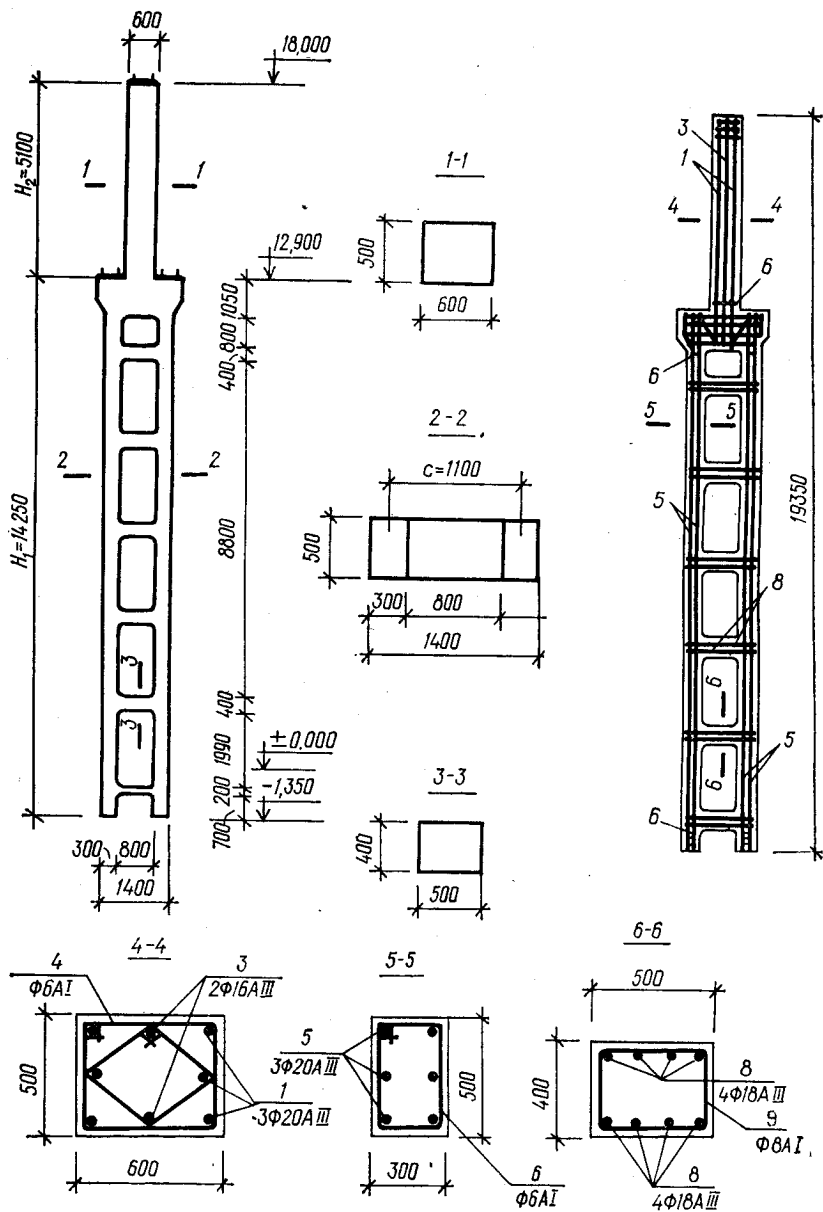


Рис. 3.12. Двухветвевая колонна среднего ряда

3.4.2. Расчет надкрановой части

Надкрановая часть колонны имеет прямоугольное сечение $h \times b = 60 \times 50$ см, величина $a = a' = 4$ см, полезная высота сечения $h_0 = h - a = 60 - 4 = 56$ см.

Таблица 3.7

Усилия и эксцентриситеты	Комбинации усилий		
	I	II	III
M , кН·м	-168,4	296,8	-57,1
N , кН	1284,5	1264,6	1672,5
e_0 , м	0,131	0,235	0,034

Сечение арматуры подбираем по наибольшему расчетным усилиям в опасных сечениях.

В сечении I—I (см. рис. 3.12) действуют три комбинации (табл. 3.7).

Так как сечение испытывает воздействие изгибающих моментов разных знаков, армируем его симметричной арматурой. Из табл. 3.7 видно, что комбинация III не является расчетной, так как значение e_0 , а, следовательно, и $e = e_0 + 0,5(h_0 - a')$ значительно меньше, чем для других комбинаций.

Расчет сечения выполняем по комбинациям I и II.

Комбинация I:

$$M = 168,4 \text{ кН} \cdot \text{м}; N = 1284,5 \text{ кН};$$

$$M_l = 104,6 \text{ кН} \cdot \text{м}; N_l = 1072,5 \text{ кН},$$

где M_l и N_l — момент и продольная сила от суммы постоянных и длительных нагрузок.

Расчетная длина подкрановой части колонны (табл. 32 [10]) (см. рис. 3.12) $l_{01} = 2H_2 = 2 \cdot 5,1 = 10,2$ м (при учете крановой нагрузки) и $l_{02} = 2,5H_2 = 2,5 \cdot 5,1 = 12,75$ м (без учета крановой нагрузки). В плоскости, перпендикулярной поперечной раме, $l_{03} = 1,5H_2 = 1,5 \cdot 5,1 = 7,65$ м.

Случайные эксцентриситеты, в соответствии с п. 1.21 [10]:

$$e_{a1} = l_{01}/600 = 1020/600 = 1,7 \text{ см};$$

$$e_{a2} = l_{02}/600 = 1275/600 = 2,125 \text{ см};$$

$$e_{a3} = h/30 = 60/30 = 2 \text{ см}.$$

Определение коэффициента увеличения начального эксцентриситета производим по блок-схеме 18 прил. 4.

$$1. e_0 = M/N = 168,4/1284 = 0,131 = 131 \text{ мм}.$$

$$2. M_1 = M + 0,5N(h_0 - a') = 168,4 + 0,5 \cdot 1284,5 (0,56 - 0,04) = 502,37 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$3. M_{1l} = M_l + 0,5N_l(h_0 - a') = 104,6 + 0,5 \cdot 1072,5 (0,56 - 0,04) = 383,45 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$4. l_0/h = 10,20/0,6 = 17 > 4.$$

$$5. l_0/h = 17 > 10.$$

7. Так как изгибающий момент от кратковременных нагрузок $M - M_l = 168,4 - 104,6 = 63,8$ кН·м, изменяющий знак, меньше момента от суммы постоянных и длительных нагрузок, то есть $M - M_l = \pm 63,8 < M_l = 104,6$ кН·м, то, следовательно, изгибающие моменты M и M_l одного знака.

$$9. \varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{1l}}{M_1} = 1 + 1 \frac{383,45}{502,37} = 1,76,$$

где $\beta = 1$ для тяжелого бетона (табл. 30 [10]).

$$10. \varphi_l = 1,76 < 1 + \beta = 1 + 1 = 2.$$

13. $\delta_{e, min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 R_b = 0,5 - 0,01 \frac{1020}{60} - 0,01 \cdot 12,65 = 0,204$, где $R_b = 11,5 \cdot 1,1 = 12,65$ МПа при действии всех нагрузок с учетом $\gamma_{b2} = 1,1$.

14. Конструкция статически неопределимая.

15'. $e_0 = 0,131$ м = 13,1 см $> e_{02} = 2,125$ см; случайный эксцентриситет не учитывается.

16. $\delta_{e, min} = 0,204 < e_0/h = 131/600 = 0,218$.

17. Принимаем $\delta_e = e_0/h = 0,218$.

18. $\alpha = E_s/E_b = 2 \cdot 10^5/2,7 \cdot 10^4 = 7,41$.

21. $N_{cr} = \frac{1,6 E_b b h^3}{l_0^2} \left[\frac{1}{3\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \mu \alpha \left(\frac{h_0 - a}{h} \right)^2 \right] =$
 $= \frac{1,6 \cdot 27000 \cdot 500600^3}{10200^2} \left[\frac{1}{3 \cdot 1,76} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,218} + 0,1 \right) + 0,004 \cdot 7,41 \cdot \frac{520^2}{600^2} \right] =$
 $= 47,53 \cdot 10^6$ МПа·мм² = 4753 кН, где в первом приближении принят минимально допустимый коэффициент армирования $\mu = \mu_{min} = 2 \cdot 0,002 = 0,004$ (табл. 38 [10]) при гибкости $l_0/h = 17$.

22. $N = 1284,5$ кН $< N_{cr} = 4753$ кН.

23. $\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1284,5}{4753}} = 1,37$.

Площадь сечения арматуры определяем по блок-схеме 20 прил. 4.

1. $h_0 = h - a = 600 - 40 = 560$ мм.

2. $e = \eta e_0 + 0,5 (h_0 - a') = 1,37 \cdot 131 + 0,5 (560 - 40) = 439,5$ мм.

3. $\omega = \alpha - 0,008 R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 12,65 = 0,749$.

4. $\gamma_{b2} = 1,1 > 1$.

5. $\sigma_{sc, u} = 400$ МПа.

6. $\xi = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc, u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} = \frac{0,749}{1 + \frac{365}{400} \left(1 - \frac{0,749}{1,1} \right)} = 0,58$; где $\sigma_{sR} =$
 $= 365$ МПа для арматуры класса А-III.

7. $\delta = a'/h = 40/560 = 0,071$.

8. $\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{1284500}{12,65 \cdot 500 \cdot 560} = 0,363$.

9. $\alpha_m = \frac{Ne}{R_b b h_0^2} = \frac{1284500 \cdot 439,5}{12,65 \cdot 500 \cdot 560^2} = 0,285$.

10. $\alpha_n = 0,363 < \xi_R = 0,580$.

11. $A_s = A_s' = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \alpha_n (1 - 0,5 \alpha_n)}{1 - \delta} = \frac{12,55 \cdot 500 \cdot 560}{365} \times$
 $\times \frac{0,285 - 0,363 (1 - 0,5 \cdot 0,363)}{1 - 0,071} < 0$.

Арматура по расчету не требуется.

16. $A_s + A_s' = \mu_{min} b h_0 = 0,004 \cdot 500 \cdot 560 = 1120$ мм².

Комбинация II:

$M = 296,8$ кН·м; $N = 1264,6$ кН;

$M_l = 104,6$ кН·м; $N_l = 1072,5$ кН.

Коэффициент увеличения начального эксцентриситета определяем по блок-схеме 18 прил. 4.

1. $e_0 = 296,8/1264,6 = 0,235 \text{ м} = 235 \text{ мм}$.

2. $M_1 = 296,8 + 0,5 \cdot 1264,6 (0,56 - 0,04) = 625,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

3. $M_{1l} = 104,6 + 0,5 \cdot 1072,5 (0,56 - 0,04) = 383,45 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

7. Так как $M - M_l = 296,8 - 104,6 = 192,2 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_l = 383,45 \text{ кН} \cdot \text{м}$, то, следовательно, изгибающие моменты от полной нагрузки и от суммы постоянных и длительных нагрузок могут иметь разные знаки.

8. $e_0 = 235 \text{ мм} > 0,1h = 0,1 \cdot 600 = 60 \text{ мм}$.

9'. $\varphi_l = 1$.

15. $e_0 = 235 \text{ мм} = 23,5 \text{ см} > e_{a2} = 2,125 \text{ см}$; случайный эксцентриситет не учитывается.

16. $\delta_{e,min} = 0,204 < e_0/h = 235/600 = 0,392$.

17. Принимаем $\delta_e = e_0/h = 0,392$.

21. $N_{cr} = \frac{1,6 \cdot 27000 \cdot 500 \cdot 600^3}{10200^2} \left[\frac{1}{3 \cdot 1} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,392} + 0,1 \right) + 0,004 \cdot 7,41 \times \frac{520^2}{600^2} \right] = 58,23 \cdot 10^5 \text{ МПа} \cdot \text{мм}^2 = 5823 \text{ кН}$.

22. $N = 1264,5 \text{ кН} < N_{cr} = 5823 \text{ кН}$.

23. $\eta = \frac{1}{1 - \frac{1264,6}{5823}} = 1,28$.

Площадь сечения арматуры определяем в соответствии с блок-схемой 20 прил. 4.

2. $e = 1,28 \cdot 235 + 0,5 (560 - 40) = 560,8 \text{ мм}$.

8. $\alpha_n = \frac{1264600}{12,65 \cdot 500 \cdot 560} = 0,357$.

9. $\alpha_m = \frac{1264600 \cdot 560,8}{12,65 \cdot 500 \cdot 560^2} = 0,358$.

10. $\alpha_n = 0,357 < \xi_R = 0,580$.

11. $A_s = A'_s = \frac{12,65 \cdot 500 \cdot 560}{365} \cdot \frac{0,358 - 0,357 (1 - 0,5 \cdot 0,357)}{1 - 0,071} = 679,3 \text{ мм}^2$.

14. $\mu = \frac{A_s + A'_s}{bh_0} = \frac{679,3 + 679,3}{500 \cdot 560} = 0,0048$.

15. $\mu = 0,0048 > \mu_{min} = 0,004$.

Так как полученный коэффициент армирования незначительно отличается от принятого при определении N_{cr} , то дальнейшего уточнения площади арматуры не производим.

Принимаем симметричную арматуру 3 \emptyset 20AIII $A_s = 941 \text{ мм}^2$ с каждой стороны.

Тогда

$$\mu = \frac{941 + 941}{500 \cdot 560} = 0,0067.$$

Расчет внецентренно сжатой колонны на устойчивость из плоскости изгиба можно не производить, так как гибкость в плоскости изгиба $l_{01}/h = 10200/600 = 17$ превышает $l_{03}/h = 7650/500 = 15,3$ — гибкость из плоского изгиба.

3.4.3. Расчет подкрановой части

Сечение колонны 2—2 состоит из двух ветвей (см. рис. 3.12). Расстояние между осями ветвей $c=110$ см, высота всего сечения $h_c=1400$ мм, сечение ветви $b=500$ мм: $h=300$ мм, $h_0=265$ мм.

Средний шаг распорок

$$s = \frac{H_1}{n} = \frac{12,9}{6} = 2,15 \text{ м} = 2150 \text{ мм},$$

где H_1 — свободная длина подкрановой части колонны выше уровня пола, $H_1 = 14,25 - 1,35 = 12,9$ м; n — число панелей двухветвевой колонны.

В сечении действуют три комбинации расчетных усилий (табл. 3.8).

Расчетная длина подкрановой части колонны (табл. 32 [10]): в плоскости рамы $l_{01} = 1,5H_1 = 1,5 \cdot 12,9 = 19,35 \text{ м} = 19350 \text{ мм}$; из плоскости рамы $l_{02} = 0,8H_1 = 0,8 \cdot 12,9 = 10,32 \text{ м} = 10320 \text{ мм}$. Комбинация III не является расчетной, так как в ней усилия меньше, чем в комбинациях I и II.

Расчет выполняем по комбинациям I и II.

Комбинация I:

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{681}{1886,4} = 0,361 \text{ м} = 361 \text{ мм}.$$

Для определения влияния прогиба на эксцентриситет продольной силы вычисляем приведенный радиус инерции сечения двухветвевой колонны в плоскости изгиба

$$i_{red} = \sqrt{\frac{c^2}{4\left(1 + \frac{3c^2}{n^2h^2}\right)}} = \sqrt{\frac{1100^2}{4\left(1 + \frac{3 \cdot 1100^2}{6^2 \cdot 300^2}\right)}} = 378 \text{ мм}.$$

Так как $\frac{l_{01}}{i_{red}} = \frac{19350}{378} = 51,2 > 14$, необходим учет прогиба элемента.

Учет прогиба производим по блок-схеме 18 прил. 4.

- $e_0 = 361$ мм.
- $M_1 = 681 + 0,5 \cdot 1886,4 (1,365 - 0,035) = 1935,5$ кН · м, где $h_{02} = h_c - a = 1,4 - 0,035 = 1,365$ м.
- $M_{1l} = 104,6 + 0,5 \cdot 1072,5 (1,365 - 0,035) = 817,8$ кН · м.
- Так как $M - M_l = 681 - 104,6 = 576,4 > M_l = 104,6$ кН · м, то, следовательно, изгибающие моменты от полной нагрузки и от суммы постоянных и длительных нагрузок могут иметь разные знаки.

8. $e_0 = 361$ мм $> 0,1h = 0,1 \times 300 = 30$ мм.

9'. $\varphi_l = 1$.

15'. $e_0 = 361$ мм $> e_{a1} = s/600 =$

$= 2150/600 = 3,58$ мм; $e_0 > e_{a2} = h/30 = 300/30 = 10$ мм; случайный эксцентриситет не учитывается.

Таблица 3.8

Усилия	Комбинации усилий			Дли- тель- ные усиления
	I	II	III	
M , кН · м	-681	473,8	-160,2	104,6
N , кН	1886,4	2640,3	2818,2	1072,5
Q , кН	120,6	88,4	16,7	20,7

$$13. \delta_{e,min} = 0,5 - 0,01l_0/h_c - 0,01R_b = 0,5 - 0,01 \cdot 19350/1400 - 0,01 \cdot 12,65 = 0,235.$$

$$16. \delta_{e,min} = 0,235 < e_0/h_c = 361/1400 = 0,258.$$

$$17. \text{Принимаем } \delta_e = e_0/h_c = 0,258.$$

21. Критическую силу для составного сечения (см. рис. 3.12) определяем по формуле (XI.54) [3]:

$$\begin{aligned} N_{cr} &= 12,8 E_b b h \left(\frac{l_{red}}{l_0} \right)^2 \left[\frac{1}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,11 + \delta_e} + 0,1 \right) + \mu_1 \alpha \right] = \\ &= 12,8 \cdot 27000 \cdot 500 \cdot 300 \left(\frac{378}{19350} \right)^2 \left[\frac{1}{1} \left(\frac{0,11}{0,11 + 0,258} + 0,1 \right) + \right. \\ &\quad \left. + 0,008 \cdot 7,41 \right] = 91,9 \cdot 10^6 \text{ МПа} \cdot \text{мм}^2 = 9190 \text{ кН}, \end{aligned}$$

где $\mu_1 = 0,008$ — предварительно принятый коэффициент армирования ветви.

$$22. N = 1886,4 \text{ кН} < N_{cr} = 9190 \text{ кН}.$$

$$23. \eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} = \frac{1}{1 - \frac{1886,4}{9190}} = 1,26.$$

Определяем усилия в ветвях колонны из формулы

$$N_c = \frac{N}{2} + \frac{M\eta}{c} = \frac{1886,4}{2} \pm \frac{681 \cdot 1,26}{1,1} = 943,2 \pm 780.$$

$$\text{Откуда } N_1 = 943,2 + 780 = 1723,2 \text{ кН}; \quad N_2 = 943,2 - 780 = 163,2 \text{ кН}.$$

Изгибающий момент от местного изгиба ветвей колонны

$$M = \frac{Qs}{4} = \frac{120,6 \cdot 2,15}{4} = 64,82 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Расчетный эксцентриситет

$$e_0 = M/N_1 = 64,82/1723,2 = 0,038 \text{ м} = 38 \text{ мм}.$$

Далее определение площади симметричной арматуры выполняем по блок-схеме 20 прил. 4.

$$2. e = e_0 + 0,5 (h_0 - a') = 38 + 0,5 (265 - 35) = 153 \text{ мм}.$$

$$7. \delta = a'/h = \frac{35}{265} = 0,132.$$

$$8. \alpha_n = \frac{1723200}{12,65 \cdot 500 \cdot 265} = 1,028.$$

$$9. \alpha_m = \frac{1723200 \cdot 153}{12,65 \cdot 500 \cdot 265^2} = 0,594.$$

$$10. \alpha_n = 1,028 > \xi_R = 0,58.$$

$$11'. \alpha = \frac{\xi_m - \alpha_n (1 - 0,5\alpha_n)}{1 - \delta} = \frac{0,594 - 1,028 (1 - 0,5 \cdot 1,028)}{1 - 0,132} = 0,109.$$

12. Определение ξ выполняется по блок-схеме 19 прил. 4.

13. Рабочая продольная арматуры класса А-III, бетон класса В20.

$$16. \xi = \frac{\alpha_n (1 - \xi_R) + 2\alpha \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha} = \frac{1,028 (1 - 0,580) + 2 \cdot 0,109 \cdot 0,580}{1 - 0,580 + 2 \cdot 0,109} = 0,877.$$

Возвращаемся к блок-схеме 20 прил. 4.

$$13. A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \xi (1 - 0,5\xi)}{1 - \delta} = \frac{12,65 \cdot 500 \cdot 265}{365} \times \\ \times \frac{0,594 - 0,877(1 - 0,5 \cdot 0,877)}{1 - 0,132} = 537,3 \text{ мм}^2.$$

Комбинация II. Расчет выполняем по блок-схеме 18 прил. 4.

1. $e_0 = M/N = 473,8/2640,3 = 0,179 \text{ м} = 179 \text{ мм}$.
2. $M_1 = 473,8 + 0,5 \cdot 2640,3 (1,365 - 0,035) = 2229,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$.
3. $M_{1l} = 104,6 + 0,5 \cdot 1072,5 (1,365 - 0,035) = 817,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$.
7. $M - M_l = 473,8 - 104,6 - 369,2 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_l = 104,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$, следовательно, M и M_l разных знаков.
8. $e_0 = 179 \text{ мм} > 0,1h = 30 \text{ мм}$.
- 9'. $\varphi_l = 1$.
- 15'. $e_0 = 179 \text{ мм} > e_{a2} = 10 \text{ мм}$; случайный эксцентриситет не учитывается.

21. $N_{cr} = 9190 \text{ кН}$.

22. $N = 2640,3 \text{ кН} < N_{cr} = 9190 \text{ кН}$.

23. $\eta = \frac{1}{1 - \frac{2640,3}{9190}} = 1,4$.

Усилия в ветвях колонны:

$$N_c = \frac{2640,3}{2} \pm \frac{473,8 \cdot 1,4}{1,1} = 1320 \pm 603;$$

$$N_1 = 1923 \text{ кН}; \quad N_2 = 717 \text{ кН}$$

Изгибающий момент от местного изгиба ветвей колонны

$$M = \frac{88,4 \cdot 2,15}{4} = 47,52 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Расчетный эксцентриситет

$$e_0 = 47,52/1923 = 0,025 \text{ м} = 25 \text{ мм}.$$

По блок-схеме 20 прил. 4.

2. $e = e_0 + 0,5(h_0 - a') = 25 + 0,5(265 - 35) = 140 \text{ мм}$.

8. $\alpha_n = \frac{1923000}{12,65 \cdot 500 \cdot 265} = 1,147$.

9. $\alpha_m = \frac{1923000 \cdot 140}{12,65 \cdot 500 \cdot 265^2} = 0,606$.

10. $\alpha_n = 1,147 > \xi_R = 0,58$.

11. $\alpha = \frac{0,606 - 1,147(1 - 0,5 \cdot 1,147)}{1 - 0,132} = 0,134$.

По блок-схеме 19 прил. 4.

16. $\xi = \frac{1,147(1 - 0,58) + 2 \cdot 0,134 \cdot 0,58}{1 - 0,58 + 2 \cdot 0,134} = 0,923$.

По блок-схеме 20 прил. 4.

13. $A_s = A'_s = \frac{12,65 \cdot 500 \cdot 265}{365} \cdot \frac{0,606 - 0,923(1 - 0,5 \cdot 0,923)}{1 - 0,132} = 576,2 \text{ мм}^2$.

Таблица 3.9

В сечении 2'—2' (см. рис. 3.12) действуют три комбинации усилий (табл. 3.9).

Комбинация II не является расчетной, так как усилия в ней меньше, чем в комбинациях I и III. Действие момента обратного знака учитывается симметричным армированием.

Расчет выполняем по комбинациям I и III.

Комбинация I. По блок-схеме 18 прил. 4.

1. $e_0 = 878/1405,8 = 0,625 \text{ м} = 625 \text{ мм}$.
2. $M_1 = 878 + 0,5 \cdot 1405,8 (1,365 - 0,035) = 1812,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$.
7. $M - M_l = 878 - 104,6 = 773,4 > M_l = 104,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$, следовательно M и M_l разных знаков.
8. $e_0 = 625 \text{ мм} > 0,1h = 30 \text{ мм}$.
- 9'. $\varphi_l = 1$.
- 15'. $e_0 = 625 > e_{a1} = 10 \text{ мм}$.
16. $\delta_{e, \min} = 0,235 < e_0/h_c = 625/1400 = 0,446$.
17. Принимаем $\delta_e = 0,446$.

$$21. N_{cr} = 12,8 \cdot 27000 \cdot 500 \cdot 300 \left(\frac{378}{19350} \right)^2 \left[\frac{1}{1} \left(-\frac{0,11}{0,1 + 0,446} + 0,1 \right) + 0,008 \cdot 7,41 \right] = 70,96 \cdot 10^6 \text{ МПа} \cdot \text{мм}^2 = 7096 \text{ кН}.$$

$$22. \eta = \frac{1}{1 - \frac{1405,8}{7096}} = 1 \cdot 247.$$

Усилия в ветвях колонны:

$$N_c = \frac{1405,8}{2} + \frac{878 \cdot 1,247}{11} = 702,9 + 995,3;$$

$$N_1 = 702,9 + 995,3 = 1698,2 \text{ кН (сжатие);}$$

$$N_2 = 702,9 - 995,3 = -292,4 \text{ кН (растяжение).}$$

При наличии растяжения в одной ветви (с учетом ее пониженной жесткости) моменты в сжатой ветви и распорках определяются из условия передачи всей поперечной силы в сечении колонны на сжатую ветвь. Поэтому изгибающий момент от местного изгиба сжатой ветви колонны

$$M = \frac{Q_s}{2} = \frac{93,1 \cdot 2,15}{2} = 100,1 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Расчетный эксцентриситет

$$e_0 = 100,1/1698,2 = 0,06 \text{ м} = 60 \text{ мм};$$

$$e = e_0 + 0,5(h_0 - a') = 60 + 0,5(265 - 35) = 175.$$

Подбор арматуры выполняем по блок-схеме 20 прил. 4.

$$8. \alpha_n = \frac{1698200}{12,65 \cdot 500 \cdot 265} = 1,013.$$

$$9. \alpha_m = \frac{1698200 \cdot 175}{12,65 \cdot 500 \cdot 265^2} = 0,669.$$

$$10. \alpha_n = 1,013 > \xi_R = 0,58.$$

$$11. \alpha = \frac{0,669 - 1,013(1 - 0,5 \cdot 1,013)}{1 - 0,132} = 0,195.$$

Определение ξ выполняем по блок-схеме 19 прил. 4.

$$16. \xi = \frac{1,013(1 - 0,58) + 2 \cdot 0,195 \cdot 0,58}{1 - 0,58 + 2 \cdot 0,195}.$$

Площадь арматуры определяем по блок-схеме 20 прил. 4.

$$13. A_s = A'_s = \frac{12,65 \cdot 500 \cdot 265}{365} \cdot \frac{0,669 - 0,80(1 - 0,5 \cdot 0,804)}{1 - 0,132} = 995,7 \text{ мм}^2.$$

$$14. \mu = \frac{995,7 + 995,7}{500 \cdot 265} = 0,015.$$

$$15. \mu > \mu_{min} = 0,004.$$

Полученное значение $\mu = 0,015$ значительно больше принятого $\mu_1 = 0,008$.

Уточняем критическую силу при $\mu_1 = 0,015$:

$$N_{cr} = 12,8 \cdot 27000 \cdot 500 \cdot 300 \left(\frac{378}{19350} \right)^2 \left[1 \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,446} + 0,1 \right) + 0,015 \times \right. \\ \left. \times 7,41 \right] = 81,21 \cdot 10^5 \text{ МПа} \cdot \text{мм}^2 = 8121 \text{ кН}.$$

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{1405,8}{8121}} = 1,21.$$

Уточняем усилия в ветвях:

$$N_c = \frac{1495,8}{2} + \frac{878 \cdot 1,21}{1,1} = 702,9 \pm 965,8;$$

$$N_1 = 702,9 + 965,8 = 1668,7 \approx 1669 \text{ кН (сжатие);}$$

$$N_2 = 702,9 - 965,8 = -262,9 \approx 263 \text{ кН (растяжение);}$$

$$e_0 = 100,1/1669 = 0,06 \text{ м} = 60 \text{ мм;}$$

$$e = 60 + 0,5(265 - 35) = 175 \text{ мм}.$$

Арматуру подбираем по блок-схеме 20 прил. 4.

$$8. \alpha_n = \frac{1669000}{12,65 \cdot 500 \cdot 265} = 0,996.$$

$$9. \alpha_m = \frac{166900 \cdot 175}{12,65 \cdot 500 \cdot 265^2} = 0,658.$$

$$10. \alpha_n = 0,996 > \xi_R = 0,58.$$

$$11. \alpha = \frac{0,658 - 0,996(1 - 0,5 \cdot 0,996)}{1 - 0,132} = 0,182.$$

По блок-схеме 19 прил. 4.

$$16. \xi = \frac{0,996(1 - 0,58) + 2 \cdot 0,182 \cdot 0,58}{1 - 0,58 + 2 \cdot 0,182} = 0,802.$$

По блок-схеме 20 прил. 4.

$$13. A_s = A'_s = \frac{12,65 \cdot 500 \cdot 265}{365} \cdot \frac{0,658 - 0,802(1 - 0,5 \cdot 0,802)}{1 - 0,132} = 939,6 \text{ мм}^2.$$

$$14. \mu = \frac{939,6 + 939,6}{500 \cdot 265} = 0,00014.$$

$$15. \mu = 0,014 > \mu_{min} = 0,004.$$

Так как полученное в расчете $\mu = 0,014$ незначительно отличается от $\mu = 0,015$, принятого в предыдущем приближении, дальнейшего уточнения площади арматуры не производим.

Окончательно принимаем симметричную арматуру сжатой ветви $3 \text{ } \varnothing \text{ } 20 \text{ А III}$, $A_s = A'_s = 941 \text{ мм}^2$.

Рассчитываем растянутую ветвь.

$N_{max2} = 292,4 \text{ кН}$. Проверяем возможность образования наклонных трещин растянутой ветви по формуле

$Q = 93,1 \text{ кН} > \varphi_{b3} R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 0,99 \cdot 500 \cdot 265 = 78705 \text{ Н} = 78,7 \text{ кН}$, где $\varphi_{b3} = 0,6$ для тяжелого бетона; $R_{bt} = 0,9 \cdot 1,1 = 0,99 \text{ МПа}$ — расчетное сопротивление бетона на растяжение с учетом $\gamma_{b2} = 1,1$.

Следовательно, в растянутой ветви образуются наклонные трещины. В этом случае допускается образование пластических шарниров в месте примыкания ригелей к сжатой ветви и передача всей поперечной силы в данном сечении только на сжатую грань. Таким образом, учитывая, что на растянутую ветвь передается только продольная сила, можем рассчитывать эту ветвь как центрально растянутую.

Требуемая площадь арматуры

$$A_s = N_2 / R_s = 292400 / 365 = 801,1 \text{ мм}^2.$$

Принимаем такую же арматуру, как и в сжатой ветви, то есть $3 \text{ } \varnothing \text{ } 20 \text{ А III}$, $A_s = A'_s = 941 \text{ мм}^2 > 801,1 \text{ мм}^2$.

Подбор площади сечения по комбинации III производится в том же порядке, что и для комбинации I. В результате расчета получено $A_s = A'_s = 874,6 \text{ мм}^2$.

Принимаем то же армирование, что и для комбинации I, то есть $3 \text{ } \varnothing \text{ } 20 \text{ А III}$, $A_s = A'_s = 941 \text{ мм}^2 > 874,6 \text{ мм}^2$.

Рассчитываем подкрановую часть колонны из плоскости изгиба рамы, $l_{02} = 10,32 \text{ м} = 10320 \text{ мм}$

Радиус инерции

$$i_2 = \sqrt{\frac{b^2}{12}} = \sqrt{\frac{500^2}{12}} = 144 \text{ мм}.$$

Так как $l_{02}/i_2 = 10320/144 = 71,7 > l_0/i_{red} = 51,2 > 14$, необходим учет прогиба. Отношение $l_{02}/i_2 = 10320/500 = 20,64 > 20$ на $3,1\% < 5\%$. Поэтому расчет можно выполнять как для элемента со случайными эксцентриситетами по блок-схеме 16 прил. 4.

$$1. l_{02}/b = 10320/500 \approx 20.$$

$$2. N_1/N = 1072,5/2018,3 = 0,53.$$

$$3. \varphi_b = 0,63.$$

$$4. A_{sm} = 1256 \text{ мм}^2 \text{ для } 4 \text{ } \varnothing \text{ } 20 \text{ А III}:$$

$$A_s + A'_s = 3770 \text{ мм}^2 \text{ для } 12 \text{ } \varnothing \text{ } 20 \text{ А III};$$

$$A_{sm} = 1256 = (A_s + A'_s)/3 = 1256 \text{ мм}^2.$$

$$5. \varphi_r = 0,66.$$

$$6. \alpha = \frac{R_{sc}(A_s + A'_s)}{R_b b h_0} = \frac{365 \cdot 3770}{12,65 \cdot 500 \cdot 300} = 0,725.$$

$$7. \varphi_1 = \varphi_b + 2(\varphi_r + \varphi_b)\alpha = 0,63 + 2(0,66 - 0,63) \cdot 0,725 = 0,674.$$

$$8. \varphi_1 = 0,674 > \varphi_r = 0,66.$$

$$9. \varphi = \varphi_r = 0,66.$$

$$10. N = 2018,3 < 1 \cdot 0,66(12,65 \cdot 500 \cdot 300 + 365 \cdot 3770) = 2160543 \text{ Н} = 21605 \text{ кН}.$$

Прочность сечения колонны из плоскости изгиба достаточна.

3.4.4. Расчет прочности наклонных сечений внецентренно сжатой ветви

В сечении 2—2 при действии комбинации I расчетных усилий всю поперечную силу воспринимает сжатая ветвь. По формуле (78) [10]:

$$\varphi_n = 0,1 \frac{N_1}{R_{bt} b h_0} = 0,1 \frac{1698200}{0,99 \cdot 500 \cdot 265} = 1,29 > 0,5.$$

Принимаем $\varphi_n = 0,5$.

Далее проверку прочности наклонных сечений производим по блок-схеме 11 прил. 4.

$$1. h_0 = h - a = 300 - 35 = 265.$$

$$2. Q_{u1} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0 = 0,6(1 + 0,5) \cdot 0,99 \cdot 500 \cdot 265 = 118058 \text{ Н} = 118 \text{ кН}.$$

$$3. Q = 93,1 \text{ кН} < 118 \text{ кН}.$$

Прочность достаточна. Принимаем поперечную арматуру конструктивно:

$$d_{sw} = 6 \text{ мм А1 с шагом } s = 150 \text{ мм}.$$

3.4.5. Расчет распорки

Наибольший изгибающий момент в распорке (см. рис. 3.12)

$$M = \frac{Q_s}{2} = \frac{93,1 \cdot 2,15}{2} = 100 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Сечение распорки: $h = 40 \text{ см}$; $b = 50 \text{ см}$; $h_0 = h - a = 40 - 4 = 36 \text{ см}$.

Так как эпюра моментов двузначная, сечение армируем двойной симметричной арматурой

$$A_s = A'_s = \frac{M}{R_s(h_0 - a')} = \frac{100000000}{365(360 - 40)} = 856,2 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 4 \emptyset 18АIII, $A_s = 1018 \text{ мм}^2 > 856,2 \text{ мм}^2$.

Определяем поперечную силу в распорке

$$Q = \frac{2M}{c} = \frac{2 \cdot 100}{1,1} = 181,8 \text{ кН}.$$

Проверяем необходимость расчета поперечных стержней:

$$Q = 181,8 \text{ кН} > \varphi_{b3} R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 0,99 \cdot 500 \cdot 360 = 106920 \text{ Н} = 106,9 \text{ кН}.$$

Следовательно, необходим расчет поперечной арматуры.
Принимаем такое же поперечное армирование, как и для сжатой стойки:

$$\varnothing 6 \text{ мм AI, } A_{sw} = 283 \text{ мм}^2; s = 150 \text{ мм.}$$

Расчет производим в соответствии с блок-схемой 18 прил. 4.

4. $h = 400 \text{ мм} < 450 \text{ мм.}$

5. $s = 150 \text{ мм} < \frac{1}{2} h = 200 \text{ мм.}$

6. $s_{max} = \frac{\varphi_{b4} R_{bt} b h_0^2}{Q} = \frac{1,5 \cdot 0,99 \cdot 500 \cdot 360^2}{93100} = 1034 \text{ мм.}$

7. $s = 150 \text{ мм} < s_{max} = 1034 \text{ мм.}$

11. $Q_{b, min} = 106,9 \text{ кН.}$

12. $q_{sw, min} = Q_{b, min} / 2h_0 = 106900 / 2 \cdot 360 = 148,5 \text{ Н/мм.}$

13. $q_{sw} = R_{sw} \cdot n \cdot A_{sw} / s = 175 \cdot 2 \cdot 283 / 150 = 660,3 \text{ Н/мм.}$

14. $q_{sw} = 660,3 \text{ Н/мм} > q_{sw, min} = 148,5 \text{ Н/мм.}$

15. $M_b = \varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2 = 2 \cdot 0,99 \cdot 500 \cdot 360^2 = 1,28 \cdot 10^8 \text{ Н} \cdot \text{мм} =$
 $= 128 \text{ кН} \cdot \text{м.}$

16. $e_0 = \sqrt{M_b / q_{sw}} = \sqrt{1,28 \cdot 10^8 / 660,3} = 25,7 \text{ мм.}$

17. $c_0 = 25,7 \text{ мм} < 2h_0 = 2 \cdot 360 = 720 \text{ мм.}$

18. $c_0 = 25,7 \text{ мм} < h_0 = 360 \text{ мм.}$

19. Принимаем $c_0 = h_0 = 360 \text{ мм.}$

20. $Q_{u,3} = Q_{b, min} + q_{sw} c_0 = 106900 + 660,3 \cdot 360 = 344608 \text{ Н} =$
 $= 344,6 \text{ кН.}$

21. $Q = 93,1 \text{ кН} < Q_{u3} = 344,6 \text{ кН.}$

Прочность наклонных сечений распорки достаточна.

ГЛАВА 4. МНОГОЭТАЖНЫЕ ЗДАНИЯ

4.1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ

В связи с бурным ростом населения городов, ограниченностью их территории и стремлением сократить протяженность коммуникаций в последнее время наметилась тенденция широкого использования многоэтажных зданий во многих отраслях промышленности, а также при строительстве жилых, общественных и административных объектов.

В промышленном строительстве многоэтажные здания используют для предприятий легкого машиностроения, приборостроения, цехов химической и легкой промышленности, складов, холодильников, гаражей и т. д.

Конструктивная пространственная несущая система многоэтажного здания включает в себя стержневые, плоскостные (панельные) и неплоскостные (вертикальные стволы, внешняя оболочка здания) железобетонные элементы.

Многоэтажные здания могут быть каркасными и бескаркасными. Каркасная система применяется в основном для промышленных, общественных и административных зданий. Бескаркасная система чаще всего используется для жилых зданий. Здания, в которых совмещены каркасная и бескаркасная системы, называют *комбинированными*.

Несущие пространственные системы современных многоэтажных каркасных зданий состоят из стержневых железобетонных элементов и обладают, как правило, монотонной структурой. Применяются три основные конструктивные схемы каркасных зданий: рамная, связевая и рамно-связевая. При *рамной схеме* все вертикальные и горизонтальные нагрузки воспринимаются поперечными или продольными рамами каркасов с жесткими узлами. В *связевой схеме* рамы каркаса рассчитываются только на действие вертикальных нагрузок, а вся горизонтальная нагрузка передается на систему продольных и поперечных диафрагм жесткости, связанных с примыкающими к ним колоннами. При *рамно-связевой* схеме горизонтальные нагрузки воспринимаются как связевой системой диафрагм жесткости, так и рамами каркаса. Каркасные здания могут иметь несущие наружные стены и внутренние колонны, то есть неполный каркас.

Пространственная жесткость многоэтажного каркасного здания обеспечивается принятой конструктивной системой. При этом в продольном и поперечном направлениях конструктивные схемы могут быть различными. Например, при поперечных рамах с жесткими узлами и продольных связевых диафрагмах расчетная схема здания в поперечном направлении рамная, а в продольном — связевая.

Здания по всем конструктивным схемам выполняют в сборном, сборно-моноклитном или моноклитном железобетоне в зависимости от конкретных условий строительства.

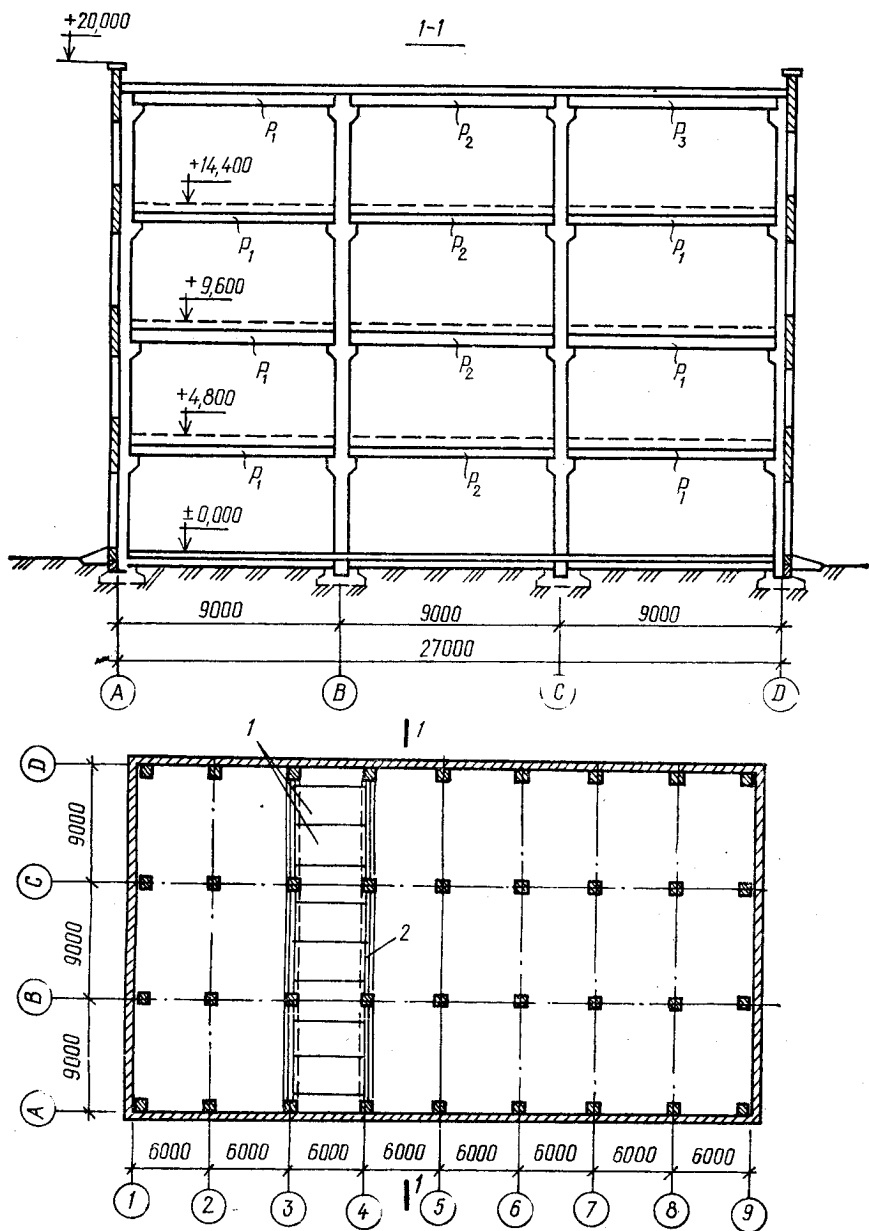


Рис. 4.1. Общий вид здания:
 1 — панели; 2 — ригель

Общая этажность промышленных зданий и высота этажа зависят от вида и технологии производства. Обычно эти здания имеют 3—14 этажей и ширину до 36—48 м.

Гражданские здания выполняют высотой 12—24, а иногда и более этажей.

Привязку колонн и стен к разбивочным осям выполняют в таких зданиях согласно действующим нормативам. Так, при полном каркасе разбивочные оси совмещают с геометрическими осями средних колонн и с наружными гранями крайних колонн. При неполном каркасе наружные разбивочные оси располагают по осям наружных несущих стен, а внутренние — по геометрическим осям колонн. Могут быть и другие решения привязки осей в зависимости от типа перекрытий.

Перекрытия многоэтажных каркасных зданий бывают балочные или безбалочные (при больших нагрузках и необходимости устройства гладкого потолка). Сборные балочные перекрытия чаще всего состоят из пустотных или ребристых плит, уложенных по ригелям каркаса.

В качестве примера ниже приведен расчет четырехэтажного промышленного здания с рамным каркасом из сборных железобетонных элементов (рис. 4.1). Размеры здания в плане 27×60 м. Сетка колонн 9×6 м. Высота этажа принята 4,8 м. Перекрытия из сборных ребристых плит. Наружные стены — самонесущие. Кровля плоская. Шаг колонн в продольном направлении 6 м.

4.2. РАСЧЕТ РЕБРИСТОЙ ПЛИТЫ ПЕРЕКРЫТИЯ $3 \times 5,55$ м

4.2.1. Данные для проектирования

Ребристая плита высотой 400 мм, шириной 3 м и длиной 5,55 м состоит из полки толщиной 50 мм, трех продольных ребер высотой 400 мм и шириной понизу крайних 85 мм и среднего 170 мм и поверху соответственно 100 и 240 мм, поперечных ребер — торцовых высотой 400 мм и шириной понизу 100 мм и поверху 125 мм и промежуточных высотой 200 мм и шириной понизу 50 мм и поверху 100 мм.

Плита изготавливается из тяжелого бетона класса В20; коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b2} = 0,9$ ($R_b = 11,5 \cdot 0,9 = 10,35$ МПа; $R_{bt} = 0,9 \cdot 0,9 = 0,81$ МПа; $R_{b,ser} = 15$ МПа; $R_{bt,ser} = 1,4$ МПа; $E_b = 2,4 \cdot 10^4$ МПа).

Полка плиты армируется сварными рулонными сетками из арматурной проволоки периодического профиля, укладываемыми между продольными ребрами понизу и над ними поверху полки. В нижних сетках рабочая арматура в двух направлениях, в верхних — поперечная. Арматура класса Вр-I при $d = 4$ мм ($R_s = 365$ МПа, $E_s = 1,7 \times 10^5$ МПа).

Арматура напрягаемая продольных ребер класса А-IV ($R_s = 510$ МПа, $R_{s,ser} = 590$ МПа, $E_s = 1,9 \cdot 10^5$ МПа) и ненапрягае-

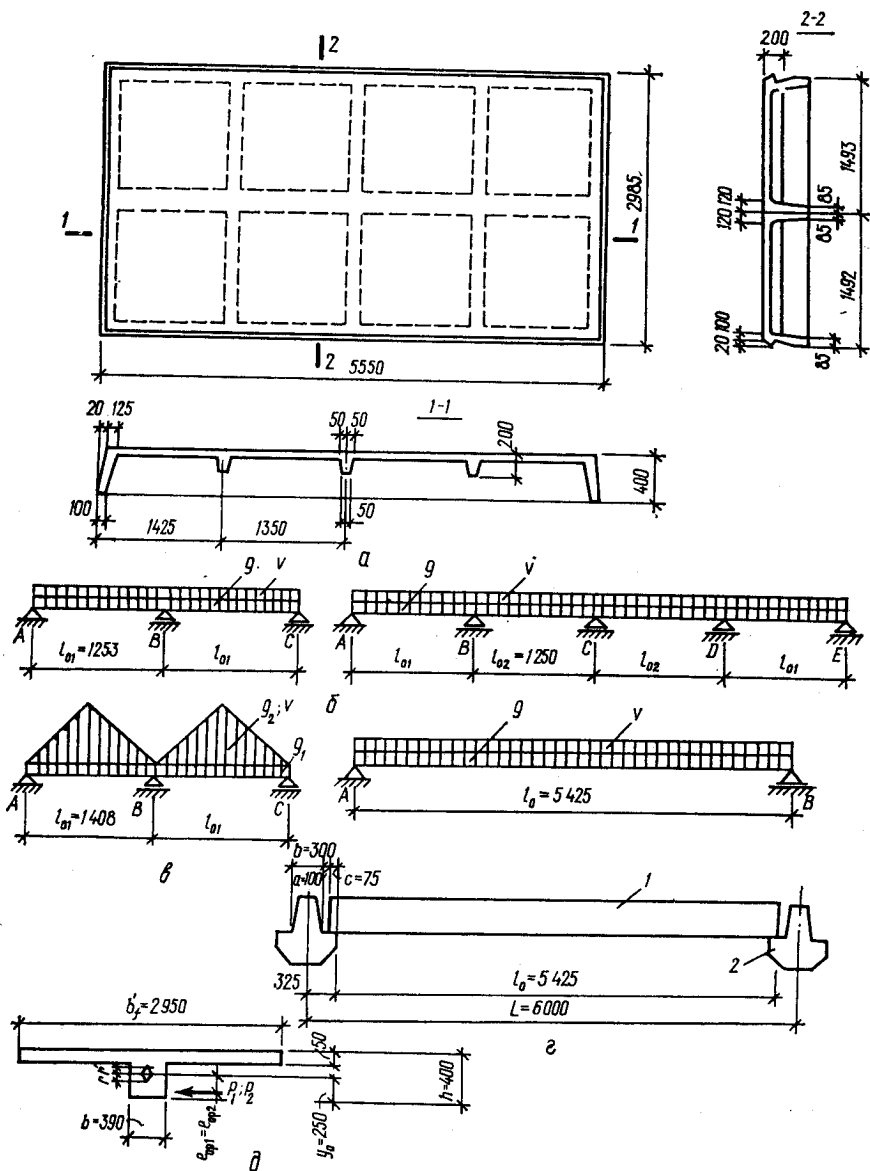


Рис. 4.2. Рибристая плита.

а — общий вид; расчетные схемы: б — полки; в — поперечного ребра; а — продольного ребра; д — к определению геометрических характеристик сечения плиты; 1 — плита; 2 — ригель

мая продольных и поперечных ребер — сварные каркасы, нижние стержни которых — класса А-III (при $d \geq 10$ мм $R_s = 365$ МПа; $R_{s,ser} = 390$ МПа; $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа), а верхние и поперечные — класса Вр-1 (при $d = 5$ мм $R_s = 360$ МПа; $R_{sw} = 260$ МПа; $E_s = 1,7 \cdot 10^5$ МПа). Нижние и верхние продольные стержни сварных каркасов поперечных ребер в зоне продольного среднего ребра стыкуются внахлестку дополнительными стержнями $d = 10$ мм из арматуры класса А-III при монтаже каркасов.

В плите перекрытия допустимо образование трещин, к ней предъявляется 3-я категория требований по трещиностойкости.

Плиты изготавливаются по поточно-агрегатной технологии с электротермическим способом напряжения арматуры на упоры формы. Предварительное напряжение без учета потерь принято $\sigma_{sp} = 400$ МПа. Бетон подвергается тепловой обработке. Обжатие бетона производится при прочности $R_{bp} = 0,8 R = 0,8 \cdot 20 = 16$ МПа. Общий вид и размеры плиты приведены на рис. 4.2.

Подсчет нагрузок на перекрытие приведен в табл. 4.1 с учетом коэффициента надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$.

Таблица 4.1

Вид нагрузки	Нагрузка, кН/м², при коэффициенте надежности по нагрузке		
	$\gamma_f = 1$	γ_f	$\gamma_f > 1$
Постоянная			
Асфальтобетонный пол — 50 мм ($\rho = 2,1$ т/м³) $0,05 \cdot 2,1 \cdot 9,81 \cdot 0,95$	0,98	1,3	1,27
Выравнивающий слой из тощего бетона — 15 мм ($\rho = 2,1$ т/м³) $0,015 \cdot 2,1 \cdot 9,81 \cdot 0,95$	0,29	1,3	0,38
Железобетонная плита весом 4,6 т с бетоном замоноличивания швов $\frac{4,6}{3 \times 6} = (2,56 + 0,14) \times$ $2,52 \cdot 9,81 \cdot 0,95$	2,52	1,1	2,77
Перегородки * $1,5 \cdot 0,95$	1,42	1,1	1,56
Итого	5,21		5,98
Временная			
Кратковременная $2,1 \cdot 0,95$	$v = 2$	1,2	2,4
Длительная $8,4 \cdot 0,95$	$v = 8$	1,2	9,6
Полная	$g + v = 15,21$		$g + v = 17,98$

* Нагрузка от временных перегородок принята как равномерно-распределенная равная 1,5 кН/м², добавляемая к прочей равномерно-распределенной нагрузке.

4.2.2. Расчет полки на местный изгиб

Полка является двухрядной многопролетной конструкцией, окаймленной ребрами. При двухпролетной расчетной схеме (рис. 4.2,б) и расстоянии между продольными ребрами (по наружи) и средним (по оси) $b_j = 1493$ мм, наклоне их плоскости $a_1 = 20$ мм и толщине

(по верху) наружных $t' = 100$ мм и среднего $t' = 120$ мм расчетный пролет полки

$$l_{01} = b_f - a_1 - 2t' = 1493 - 20 - (100 + 120) = 1253 \text{ мм.}$$

При четырехпролетной схеме

$$l_{02} = 1350 - 2 \cdot 50 = 1250 \text{ мм.}$$

С учетом $l_{01}/l_{02} = 1253/1250 \approx 1$ каждый пролет полки представляет плиту, защемленную по всему контуру.

Расчетную нагрузку, кН на 1 м^2 полки, с учетом ее веса при толщине $h_f' = 50$ мм определяем в соответствии с табл. 4.1.

Постоянная расчетная нагрузка:

от полки $g_1 = h_f \cdot \rho \cdot g \cdot \gamma_n \gamma_f = 0,05 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 1,28$; от пола $g_2 = 1,27$; от выравнивающего слоя $g_3 = 0,38$; от перегородок $g_4 = 1,56$;

итого $g = g_1 + g_2 + g_3 + g_4 = 1,28 + 1,27 + 0,38 + 1,56 = 4,49 \text{ кН/м}^2$.

Временная $v = 12$.

Полная расчетная нагрузка $g + v = 4,49 + 12 = 16,49 \text{ кН/м}^2$.

Изгибающие моменты определяем с учетом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций бетона и арматуры. При малой разнице пролетов полки и одинаковом армировании всех ее участков пролетные и опорные моменты в обоих направлениях можно принять равными. Тогда изгибающие моменты при равномерно-распределенной нагрузке на полку (рис. 4.2,б)

$$M = \frac{(g + v) l_{01}^2 (3l_{02} - l_{01})}{48 (l_{01} + l_{02})} = \frac{16,49 \cdot 1,253^2 (3 \cdot 1,25 - 1,253)}{48 (1,253 + 1,25)} = 0,538 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Полку рассчитываем как сечение прямоугольной формы с одиночной арматурой согласно блок-схеме 4 прил. 4.

1. Рабочая высота полки в направлении l_{01} при арматуре диаметром 4 мм

$$h_{01} = h_f' - a_s = 50 - (10 + 4/2) = 38 \text{ мм.}$$

2. Характеристика сжатой зоны бетона

$$\omega = \alpha - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 10,35 = 0,767,$$

где $\alpha = 0,85$ — для тяжелого бетона.

3. Коэффициент условия работы бетона

$$\gamma_{b2} = 0,9 < 1.$$

4'. Предельное напряжение в арматуре сжатой зоны при $\gamma_{b2} < 1$

$$\sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа.}$$

5. Граничное значение высоты сжатой зоны

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,767}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,628,$$

где $\sigma_{sR} = R_s = 365 \text{ МПа.}$

$$6. \alpha_m = \frac{M}{R_b b h_{01}^2} = \frac{0,538 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 1000 \cdot 38^2} = 0,04.$$

7. Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,04} = 0,04.$$

$$8. \xi = 0,04 < \xi_R = 0,628.$$

9. Коэффициент

$$\zeta = 1 - 0,5 \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,04 = 0,98.$$

10. Площадь сечения арматуры

$$A_{s1} = \frac{M}{R_{st} \zeta h_{01}} = \frac{0,538 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,98 \cdot 38} = 39,6 \text{ мм}^2.$$

11, 12. Коэффициент армирования

$$\mu = \frac{A_{s1}}{b h_{01}} = \frac{39,6}{1000 \cdot 38} = 0,001 > \mu_{min} = 0,0005.$$

13. Принимаем арматуру $\varnothing 4$ Вр-I с шагом 200 мм

$$A_{s1} = 75,4 \text{ мм}^2 > 39,6 \text{ мм}^2.$$

Рабочая высота полки в направлении l_{02} при арматуре диаметром 4 мм

$$h_{02} = h_{01} - 4 = 38 - 4 = 34 \text{ мм}.$$

Согласно блок-схеме 5 прил. 4,

$$6. \alpha_m = \frac{M}{R_b b h_{02}^2} = \frac{0,538 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 1000 \cdot 34^2} = 0,044.$$

$$7. \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,044} = 0,045.$$

$$8. \xi = 0,045 < \xi_R = 0,628.$$

$$9. \zeta = 1 - 0,5 \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,045 = 0,978.$$

$$10. A_{s2} = \frac{M}{R_{st} \zeta h_{02}} = \frac{0,538 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,978 \cdot 34} = 44,3 \text{ мм}^2.$$

$$11, 12. \mu = \frac{A_{s2}}{b h_{02}} = \frac{44,3}{1000 \cdot 34} = 0,0013 > \mu_{min} = 0,0005.$$

13. Принимаем арматуру $\varnothing 4$ Вр-I с шагом 200 мм

$$A_{s2} = 75,4 \text{ мм}^2 > 44,3 \text{ мм}^2.$$

Для армирования полки принимаем сварные сетки

$$C1 \left(C \frac{4 \text{ Вр I} - 200}{4 \text{ Вр I} - 200} 1290 \times 5300 \right), \text{ раскатываемые понизу полки}$$

между продольными ребрами с подъемом над поперечными ребрами. Поверх полки, вдоль среднего продольного ребра, укладываются сетки С2 и заводятся в полку от внутренней грани ребра на $0,25 l_{01} = 0,25 \cdot 1253 = 320$ мм. Тогда требуемая ширина сетки С2 $2 \times 320 + 2 \cdot 120 = 880$ мм. Принимаем ширину сетки С2 кратной размеру

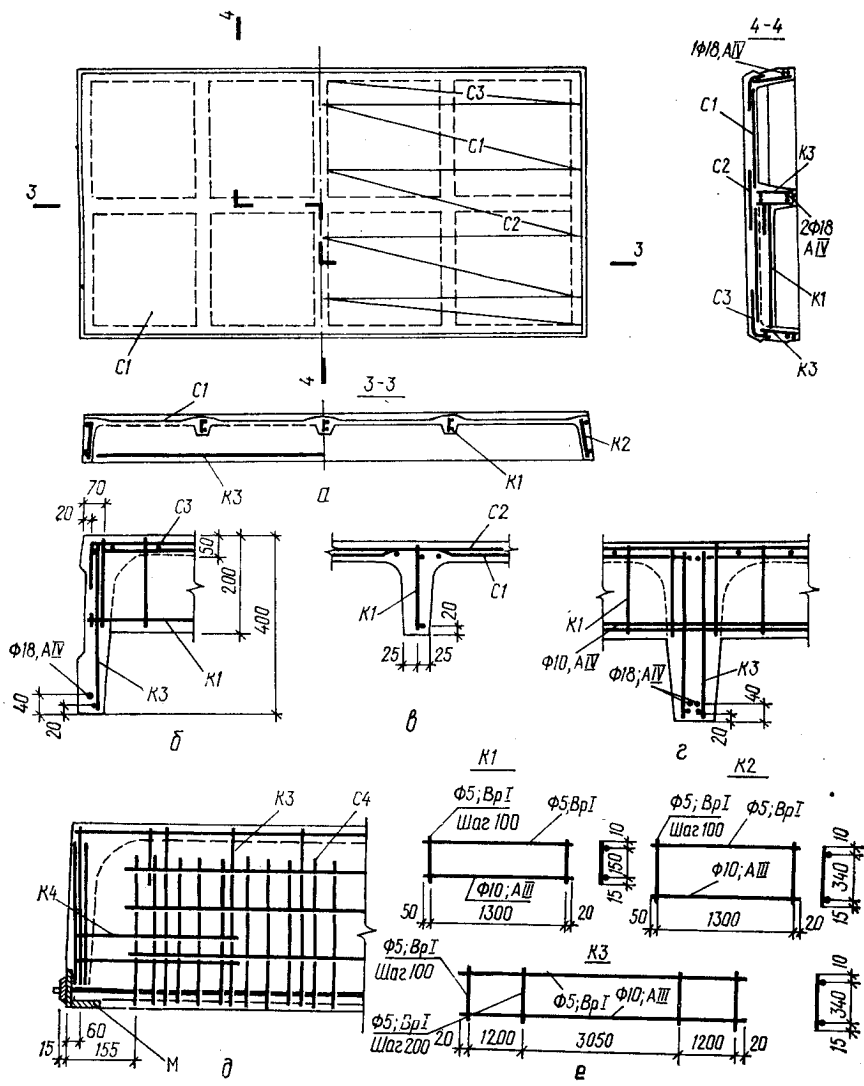


Рис. 4.3. Армирование плиты:
 а — общий вид; б — армирование продольного крайнего ребра; в — армирование поперечного ребра; г — армирование продольного среднего ребра; д — армирование опорной части крайних продольных ребер; е — арматурные каркасы

ячейки (200 мм), то есть $B = 1000 \text{ мм} \left(\frac{4 \text{ Bp I} - 200}{4 \text{ Bp I} - 200} 1000 \times 5300 \right)$.
 Вдоль крайних продольных ребер укладываются сетки С3 и заводятся в полку на длину не менее $35d$ (где d — диаметр рабочих стержней), то есть $35 \cdot 4 = 150 \text{ мм}$, но не менее размера ячейки сетки

(200 мм). Принимаем ширину сетки СЗ кратной размеру ячейки, то есть 600 мм

$$\left(C \frac{4 \text{ ВрI} - 200}{4 \text{ ВрI} - 200} 600 \times 5300 \right) \text{ (рис. 4.3, а).}$$

4.2.3. Расчет поперечных ребер

В плите имеются средние и крайние поперечные ребра, опорами для которых являются продольные ребра. Расчетная статическая схема поперечных ребер — неразрезная двухпролетная балка.

Определяем расчетный пролет, нагрузки и усилия.

Расчетный пролет между осями опор

$$l_{01} = l_{02} = 1493 - 2 \cdot 85/2 = 1408 \text{ мм.}$$

Нагрузка на поперечные ребра определяется с площади, очерченной диагоналями смежных четырех квадратов полки. Расчетная схема показана на рис. 4.2,в.

Расчетная равномерно-распределенная нагрузка, кН на 1 м среднего ребра:

постоянная от его веса

$$g_1 = \frac{b' + b}{2} h \rho g \gamma_n \gamma_f = \frac{0,1 + 0,05}{2} (0,20 - 0,05) \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,95 \cdot 1,1 = 0,385 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

то же, от веса полки, пола, выравнивающего слоя и перегородок при расстоянии между средними поперечными ребрами 1,35 м и крайними 1,425 м (см. табл. 4.1)

$$g_2 = (1,28 + 1,27 + 0,38 + 1,56) \cdot \left(\frac{1,35 + 1,425}{2} \right) = 6,23 \text{ кН/м};$$

итого постоянная $g = g_1 + g_2 = 0,385 + 6,23 = 6,62 \text{ кН/м};$

временная $v = 12 \left(\frac{1,35 + 1,425}{2} \right) = 16,65 \text{ кН/м};$

полная $g + v = 6,62 + 16,65 = 23,27 \text{ кН/м}.$

Усилия от расчетных постоянной и временной нагрузок. Изгибающие моменты находим с учетом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций.

Для среднего ребра

$$M_1 = M_B = \frac{g_1 l_{01}^2}{11} + \frac{g_2 l_{01}^2}{11} + \frac{v l_{01}^2}{12} = \\ = \frac{0,385 \cdot 1,408^2}{11} + \frac{6,23 \cdot 1,408^2}{12} + \frac{16,65 \cdot 1,408^2}{12} = 3,848 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$Q_A = Q_C = [0,375 \cdot g_1 + 0,344 \cdot 0,5 (g_2 + v)] l_{01} = \\ = [0,375 \cdot 0,385 + 0,344 \cdot 0,5 (6,23 + 16,65)] 1,408 = 5,74 \text{ кН};$$

$$Q'_B = -[0,625 \cdot g_1 + 0,656 \cdot 0,5 (g_2 + v)] l_{01} = \\ = -[0,625 \cdot 0,385 + 0,656 \cdot 0,5 (6,23 + 16,65)] 1,408 = -1,09 \text{ кН}.$$

Расчет прочности нормальных сечений среднего поперечного ребра. При расчете поперечного ребра на изгибающий момент M_1 , учитывается совместная его работа с участком полки толщиной $h_j = 50$ мм в сжатой зоне.

При $h_j/h = 50/200 = 0,25 > 0,1$, согласно рекомендациям п. 3.16 [10], расчетная ширина полки таврового сечения (рис. 4.3, в) принимается равной не более $1/6$ пролета элемента в каждую сторону от ребра, и не более половины расстояния в свету между продольными ребрами, то есть

$$b'_f = 1/3l_{01} + b = 1/3 \cdot 1408 + 100 = 570 \text{ мм};$$

$$b'_f = 1/2l_{01} = 1/2 \cdot 1408 = 704 \text{ мм} > 570 \text{ мм}.$$

Принимаем $b'_f = 570$ мм.

Далее расчет ведем по блок-схеме 8 прил. 4.

1. Рабочая высота ребра при арматуре диаметром до 10 мм

$$h_0 = h - a_s = 200 - (15 + 10/2) = 180 \text{ мм},$$

где 15 мм — защитный слой бетона.

2, 3, 4', 5. При бетоне класса В20, $\gamma_{b2} = 0,9$ и арматуре класса А-III с учетом п. 4.1.2

$$\xi_R = \frac{0,767}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,628,$$

где $\sigma_{sR} = R_s = 365$ МПа.

5. Проверяем условие

$$M_1 = 3,848 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} < R_b b'_f h'_j (h_0 - 0,5h'_j) =$$

$$= 10,35 \cdot 570 \cdot 50 (180 - 0,5 \cdot 50) = 45,72 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

то есть граница сжатой зоны располагается в полке и расчет производится как для прямоугольного сечения шириной $b'_f = 570$ мм. Расчет продолжаем по блок-схеме 4 прил. 4.

$$6. \alpha_m = \frac{M_1}{R_b b'_f h_0^2} = \frac{3,848 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 570 \cdot 180^2} = 0,02.$$

$$7. \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,02} = 0,02.$$

$$8. \xi = 0,02 < \xi_R = 0,628.$$

$$9. \zeta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,02 = 0,99.$$

10. Площадь сечения продольной арматуры

$$A_s = \frac{M_1}{R_s \zeta h_0} = \frac{3,848 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,99 \cdot 180} = 59,2 \text{ мм}^2.$$

11, 12. Коэффициент армирования при $b = (100 + 50) \cdot 0,5 = 75$ мм

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{59,2}{75 \cdot 180} = 0,0044 > \mu_{min} = 0,0005.$$

Принимаем в нижней зоне ребра 1 \varnothing 10AIII, $A_s = 78,5 \text{ мм}^2 > 59,2 \text{ мм}^2$.

При расчете поперечного ребра на изгибающий момент M_B полка находится в растянутой зоне и не учитывается. Расчет ведем согласно блок-схеме 4 прил. 4 как для прямоугольного сечения шириной $b = 50$ мм.

1. Рабочая высота ребра при арматуре диаметром до 10 мм

$$h_0 = h - a_s = 200 - (10 + 2 \cdot 4 + 10/2) = 177 \text{ мм},$$

где $a_s = 10 + 2 \cdot 4 + 10/2$, здесь 10 — защитный слой бетона; 4 — диаметр проволоки сеток полки; 10/2 — половина диаметра продольного стержня.

$$6. \alpha_m = \frac{M_B}{R_b b h_0^2} = \frac{3,848 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 50 \cdot 177^2} = 0,237.$$

$$7. \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,237} = 0,275.$$

$$8. \xi = 0,275 < \xi_R = 0,628.$$

$$9. \zeta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,275 = 0,863.$$

10. Площадь сечения продольной арматуры

$$A_s = \frac{3,848 \cdot 10^6}{365 \cdot 0,863 \cdot 177} = 69 \text{ мм}^2.$$

11, 12. Коэффициент армирования

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} = \frac{69}{50 \cdot 177} = 0,0078 > \mu_{min} = 0,0005.$$

13. Принимаем в верхней зоне ребра над средним продольным ребром 1 $\emptyset 10AIII$, $A_s = 78,5 \text{ мм}^2 > 69 \text{ мм}^2$.

Расчет прочности наклонных сечений среднего поперечного ребра из условия $Q = Q_B^I = 10,9$ кН.

Расчет выполняем по блок-схеме 12 прил. 4.

1. $h_0 = 180$ мм.

2. $Q_b = \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 1 \cdot 0,81 \cdot 50 \cdot 180 = 4,37$ кН, где $\varphi_{b3} = 0,6$ для тяжелого бетона; $\varphi_n = 0$, так как отсутствует продольная сила.

3. $Q_B^I = 10,90 \cdot 10^3 \text{ Н} > Q = 4,37 \cdot 10^3 \text{ Н}$, таким образом площадь и шаг поперечных стержней подлежат расчету.

4, 5. $k = 1 + \varphi_f + \varphi_n = 1 < 1,5$, где $\varphi_f = 0$, так как на опоре В полка находится в растянутой зоне.

$$7. Q_{b, min} = \varphi_{b3} k R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 1 \cdot 0,81 \cdot 50 \cdot 180 = 4,37 \text{ кН}.$$

8. Длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось ребра

$$c = \varphi_{b2} / \varphi_{b3} h_0 = 2,0 / 0,6 \cdot 180 = 600 \text{ мм},$$

где $\varphi_{b2} = 2$ для тяжелого бетона.

9. Граничное значение проекции наклонного сечения

$$c_0 = 2h_0 = 2 \cdot 180 = 360 \text{ мм}.$$

$$10, 11. \chi = (Q - Q_{b, min}) / Q_{b, min} = (10,9 - 4,37) / 4,37 = 1,49 > 1.$$

$$12. \chi = 1,49 < c/c_0 = 600/360 = 1,67.$$

13'. Усилие в поперечных стержнях на единицу длины элемента
 $q_{sw} = (Q - Q_{b, min})/c_0 = (10,9 \cdot 10^3 - 4,37 \cdot 10^3)/360 = 18,14 \text{ Н/мм.}$

16. Шаг поперечных стержней

$$s = R_{sw} n A_{sw1} / q_{sw} = 260 \cdot 1 \cdot 19,6 / 18,14 = 218 \text{ мм,}$$

где $n = 1$ — число поперечных стержней в нормальном сечении.

17. Максимально допустимый шаг поперечных стержней

$$s_{max} = \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / Q = 1,5 \cdot 1 \cdot 0,81 \cdot 50 \cdot 180^2 / 10,9 \cdot 10^3 = 180 \text{ мм,}$$

где $\varphi_{b4} = 1,5$ для тяжелого бетона.

18. $h = 200 < 450 \text{ мм.}$

19. Шаг поперечных стержней

$$s = h/2 = 200/2 = 100 \text{ мм} < 150 \text{ мм.}$$

Принимаем шаг поперечных стержней 100 мм кратным 25 мм.

4.2.4. Расчет продольных ребер

В плите имеются два крайних и одно среднее продольные ребра (рис. 4.2,а), которыми плита свободно опирается на полки ригелей.

Расчетный пролет, нагрузки и усилия. Определяем расчетный пролет продольных ребер плиты между осями опор при расстоянии между ригелями $L = 6 \text{ м}$, ширине их по верху $b = 300 \text{ мм}$, зазоре между ригелем и панелью $a = 100 \text{ мм}$ и опирании ее на полку ригеля $c = 75 \text{ мм}$:

$$l_0 = L - b - 2a - 2c/2 = 6 - 0,3 - 2 \cdot 0,1 - 2 \cdot 0,075/2 = 5,425 \text{ м.}$$

Нагрузка на продольные ребра, приходящаяся с ширины плиты $b_f = 3 \text{ м}$:

полная при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$ (табл. 4.1)

$$q = (g + v) b_f = 17,98 \cdot 3 = 53,94 \text{ кН/м;}$$

полная при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$

$$q_n = (g_n + v_n) b_f = 15,21 \cdot 3 = 45,63 \text{ кН/м;}$$

длительно действующая постоянная и временная

$$q = (g_n + v_n) b_f = (5,21 + 8) \cdot 3 = 39,63 \text{ кН/м;}$$

кратковременно действующая временная

$$q = v_n b_f = 2 \cdot 3 = 6 \text{ кН/м.}$$

Расчетная схема плиты приведена на рис. 4.2,з.

Вычисление изгибающих моментов и поперечных сил сведено в табл. 4.2.

Вид нагрузки	Формула усилия	Значения усилия, кН · м; кН
Полная при $\gamma_f > 1$	$M = \frac{q l_0^2}{8}$	$\frac{53,94 \cdot 5,425^2}{8} = 198,44$
Полная при $\gamma_f = 1$	»	$\frac{45,63 \cdot 5,425^2}{8} = 167,86$
Длительно действующая постоянная и временная при $\gamma_f = 1$	»	$\frac{39,63 \cdot 5,425^2}{8} = 145,79$
Кратковременно действующая временная при $\gamma_f = 1$	»	$\frac{6 \cdot 5,425^2}{8} = 22,07$
Полная при $\gamma_f > 1$	$Q = \frac{q l_0}{2}$	$\frac{53,94 \cdot 5,425}{2} = 146,31$
Полная при $\gamma_f = 1$	»	$\frac{45,63 \cdot 5,425}{2} = 123,77$

Расчет прочности нормальных сечений. Поперечное сечение плиты приводим к тавровой форме и, согласно п. 3.16 [10], при наличии поперечных ребер или при $h_f^* = 50 > 0,1 \cdot h = 0,1 \cdot 40$ мм в расчете учитываем всю ширину полки (рис. 4.2,з):

$$b_f = 2985 - 2 \cdot 20 = 2945 \approx 2950 \text{ мм.}$$

Расчет производим по блок-схеме 9 прил. 4.

1. Рабочая высота

$$h_0 = h - a_p = 400 - (30 + 18/2) = 360 \text{ мм,}$$

где 30 мм — защитный слой бетона для напрягаемой арматуры; 18 мм — диаметр напрягаемой арматуры при ее однорядном расположении.

2. Коэффициент

$$\omega = \alpha - \beta R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 10,35 = 0,767.$$

3. Для вычисления напряжения σ_{sp1} рассчитываем:

напряжение p , которое при электротермическом способе натяжения и коэффициенте $\Delta\gamma_{sp}$ определяется по формуле

$$p = 30 + \frac{360}{l} = 30 + \frac{360}{5,5} = 95,5 \text{ МПа,}$$

где $l = 5,5$ м — длина напрягаемого стержня.

4, 5. Коэффициент

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \frac{p}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right) = 0,5 \frac{95,5}{400} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{4}} \right) = 0,179 > 0,1,$$

где $n_p = 4$ — принятое число стержней напрягаемой арматуры, по одному в наружных и два в среднем продольных ребрах. Поскольку $\gamma_{sp} = 0,179 > 0,1$ — минимально допускаемого значения (п. 1.27 [10]), то принимаем $\Delta\gamma_{sp} = 0,179$.

9. Предварительное напряжение в напрягаемой арматуре до обжатия бетона при коэффициенте точности натяжения $\gamma_{sp} < 1$ $\sigma_{sp1} = \sigma_{sp}\gamma_{sp} - \sigma_3 - \sigma_5 = \sigma_{sp}(1 - \Delta\gamma_{sp}) = 400(1 - 0,179) = 328$ МПа.

Так как потери предварительного напряжения арматуры от деформации анкеров σ_3 и форм σ_5 при электротермическом способе натяжения в расчете не учитываются, принимаем $\sigma_3 = 0$, $\sigma_5 = 0$.

10, 11. Напряжение

$$\Delta\sigma_{sp} = 1500 \frac{\sigma_{sp1}}{R_s} - 1200 = 1500 \frac{328}{510} - 1200 < 0.$$

11'. Принимаем $\Delta\sigma_{sp} = 0$.

12. Напряжение

$$\sigma_{sp} = 0,6R_s = 0,6 \cdot 510 = 306 \text{ МПа.}$$

13. Напряжение

$$\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp1} - \Delta\sigma_{sp} = 510 + 400 - 328 - 0 = 582 \text{ МПа.}$$

14. $\gamma_{b2} = 0,9 < 1$.

15'. Следовательно, напряжение $\sigma_{sc,u} = 500$ МПа.

16. Граничная высота сжатой зоны бетона

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,767}{1 + \frac{582}{500} \left(1 - \frac{0,767}{1,1}\right)} = 0,567.$$

17. Проверяем условие:

$$M = 198,44 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{см} < R_b b_f' h_f' (h_0 - 0,5h_f') = 10,35 \cdot 2950 \cdot 50 (360 - 0,5 \cdot 50) = 511 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{см.}$$

Так как условие удовлетворяется, то нейтральная ось находится в полке и расчетным является сечение прямоугольного профиля шириной $b_f = 2950$ мм.

Расчет продолжаем по блок-схеме 9 прил. 4.

18. Величина

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b_f' h_0^2} = \frac{198,44 \cdot 10^6}{10,35 \cdot 2950 \cdot 360^2} = 0,05.$$

$$19. \xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,05} = 0,05.$$

20. Условие $\xi = 0,05 < \xi_R = 0,567$ удовлетворяется.

21, 22. Коэффициент условия работы

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \left(2 \frac{\xi}{\xi_R} - 1\right) = 1,2 - (1,2 - 1) \left(2 \frac{0,05}{0,567} - 1\right) = 1,36 > 1,2,$$

где $\eta = 1,2$ — для арматуры класса А-IV.

23. Так как $\gamma_{s6} = 1,36 > 1,2$, принимаем $\gamma_{s6} = 1,2$.

24. $\zeta = 1 - 0,5 \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,05 = 0,975$.

25. Требуемая площадь продольной арматуры

$$A_{sp1} = \frac{M}{\zeta \gamma_{ss} R_s h_0} = \frac{133,44 \cdot 10^6}{0,975 \cdot 1,2 \cdot 510 \cdot 360} = 923,8 \text{ мм}^2.$$

Принимаем арматуру из 4 \varnothing 18AIV, $A_{sp} = 1018 \text{ мм}^2 > 923,8 \text{ мм}^2$.
Напрягаемая арматура размещается в один ряд: по одному стержню в крайних ребрах и два в среднем ребре (рис. 4.3, б, з).

Коэффициент армирования

$$\mu = (A_{sp} + A_s) / bh_0 = \frac{(1018 + 314)}{4 \cdot 85 \cdot 360} = 0,01 > 0,0005.$$

28'. $A_{sp} = A_{sp1} = 101 \text{ мм}^2$.

Расчет прочности наклонных сечений продольных ребер из условия $Q = 146,31 \text{ кН}$. Расчет выполняем по блок-схеме 12 прил. 4.

1. $h_0 = 360 \text{ мм}$.

2, 3. $Q_b = \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt} bh_0 = 0,6 (1 + 0,3) 0,81 \cdot 390 \cdot 360 = 77,3 \text{ кН} < Q = 146,31 \text{ кН}$,

где значения коэффициентов:

$\varphi_{b3} = 0,6$ для тяжелого бетона;

$$\varphi_n = 0,1 \frac{N}{R_{bt} bh_0} = 0,1 \frac{305,4 \cdot 10^3}{0,81 \cdot 390 \cdot 360} = 0,3 < 0,5,$$

здесь $N = P_2 = \sigma_{p2} A_{sp} = (\sigma_{sp} - \sigma_l) A_{sp} = (400 - 100) \cdot 1018 = 305,4 \times 10^3 \text{ Н}$, при этом задаемся суммарными потерями:

$$\sigma_l = 100 \text{ МПа (} [10] \text{ п. 1.25r)}.$$

4, 5. $k = 1 + \varphi_l + \varphi_n = 1 + 0,06 + 0,3 = 1,36 < 1,5$, где значение коэффициента

$$\varphi_l = \frac{0,75 (b'_l - b) h'_l}{bh_0} = \frac{0,75 (540 - 390) \cdot 50}{390 \cdot 360} = 0,06 < 0,5,$$

здесь $b'_l = 2950 > b + 3h'_l = 390 + 3 \cdot 50 = 540 \text{ мм}$.

7. Величина

$$Q_{b, \min} = \varphi_{b3} k R_{bt} bh_0 = 0,6 \cdot 1,36 \cdot 0,81 \cdot 390 \cdot 360 = 114,6 \text{ кН}.$$

8. Длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось

$$c = \varphi_{b2} / \varphi_{b3} h_0 = 2 / 0,6 \cdot 360 = 1200 \text{ мм},$$

где $\varphi_{b2} = 2$ для тяжелого бетона.

9. Граничное значение проекции наклонного сечения

$$c_0 = 2h_0 = 2 \cdot 360 = 720 \text{ мм}.$$

10, 11. $\chi = (Q - Q_{b, \min}) / Q_{b, \min} = (146,31 - 114,16) / 114,6 = 0,28 < 1$.

12. $\chi = 1 < c / c_0 = 1200 / 720 = 1,67$.

13'. Усилие в поперечных стержнях на единицу длины элемента

$$q_{sw} = (Q - Q_{b, \min}) / c_0 = (146,31 \cdot 10^3 - 114,6 \cdot 10^3) / 720 = 44 \text{ Н/мм}.$$

16. Шаг поперечных стержней

$$s = R_{sw} n A_{sw1} / q_{sw} = 260 \cdot 4 \cdot 19,6 / 44 = 463 \text{ мм},$$

где $n = 4$ — число поперечных стержней, по одному в наружных и по два в среднем продольных ребрах.

17. Максимально допустимый шаг поперечных стержней

$$s_{max} = \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / Q = 1,5 (1 + 0,3) 0,81 \cdot 4 \cdot 85 \times \\ \times 360^2 / 146,31 \cdot 10^3 = 476 \text{ мм}.$$

18. $h = 400 < 450$ мм.

19. Шаг поперечных стержней

$$s = h/2 = 400/2 = 200 > 150 < 463 \text{ мм}.$$

Принимаем шаг поперечных стержней 150 мм кратным 25 мм.

Геометрические характеристики поперечного сечения плиты. Поперечное сечение плиты тавровой формы (рис. 4.2, б) с размерами: $b_f = 2950$ мм; $h = 400$ мм; $h_f = 50$ мм; $h_0 = 360$ мм; $b = 390$ мм.

Расчет выполняем по блок-схеме 22 прил. 4.

1. Площадь сечения бетона

$$A = \sum_{i=1}^n A_i = b_f h_f' + b (h - h_f') = 2950 \cdot 50 + 390 (400 - 50) = \\ = 5168 \cdot 10^2 \text{ см}^2.$$

2. Площадь продольной арматуры

$$A_{sp} + A_s + A_s' = 1018 + 314 + 330 = 1662 \text{ мм}^2.$$

3. $0,008A = 0,008 \cdot 5168 \cdot 10^2 = 4134 > 1662 \text{ мм}^2$. Так как $0,008A > A_{sp} + A_s + A_s'$, то геометрические характеристики сечения определяем без учета продольной арматуры.

5'. $A_{red} = A = 5168 \cdot 10^2 \text{ мм}^2$.

6'. Статический момент площади приведенного сечения относительно нижней грани плиты

$$S_{red} = b_f h_f' (h - 0,5 h_f') + b (h - h_f')^2 \cdot 0,5 = \\ = 2950 \cdot 50 (400 - 0,5 \cdot 50) + 390 (400 - 50)^2 \cdot 0,5 = 129 492 \cdot 10^3 \text{ мм}^3.$$

7'. Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани

$$y_0 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{129 492 \cdot 10^3}{5168 \cdot 10^2} = 250 \text{ мм}.$$

8'. Момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести

$$I_{red} = \frac{b_f (h_f')^3}{12} + b_f h_f' (h - y_0 - 0,5 h_f')^2 + \\ + \frac{b (h - h_f')^3}{12} + b (h - h_f') [y_0 - (h - h_f') \cdot 0,5]^2 = \\ = \frac{2950 \cdot 50^3}{12} + 2950 \cdot 50 (400 - 250 - 0,5 \cdot 50)^2 + \frac{390 (400 - 50)^3}{12} + \\ + 390 (400 - 50) \cdot [250 - (400 - 50) \cdot 0,5]^2 = 553 541 \cdot 10^4 \text{ мм}^4.$$

9. Момент сопротивления приведенного сечения для крайнего нижнего волокна

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{250} = \frac{553\,541 \cdot 10^4}{250} = 22\,141 \cdot 10^3 \text{ мм}^3.$$

10. Момент сопротивления приведенного сечения для крайнего нижнего волокна с учетом неупругих деформаций бетона определяем упрощенно согласно табл. 9 прил. 3:

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,75 \cdot 22\,141 \cdot 10^3 = 38\,747 \cdot 10^3 \text{ мм}^3,$$

где $\gamma = 1,75$, так как сечение тавровое с полкой в сжатой зоне.

11. Момент сопротивления приведенного сечения для крайнего верхнего волокна

$$W'_{red} = \frac{I_{red}}{h - y_0} = \frac{553\,541 \cdot 10^4}{400 - 250} = 36\,902 \cdot 10^3 \text{ мм}^3.$$

12. Момент сопротивления приведенного сечения для крайнего верхнего волокна с учетом неупругих деформаций бетона и полки в растянутой зоне

$$W_{pl} = \gamma' W'_{red} = 1,5 \cdot 36\,902 \cdot 10^3 = 55\,353 \cdot 10^3 \text{ мм}^3,$$

где $\gamma' = 1,5$, так как сечение тавровое с полкой в растянутой зоне.

Определение потерь предварительного напряжения арматуры.

Проверяем принятое предварительное напряжение арматуры σ_{sp} с учетом допустимых отклонений p при коэффициенте $\gamma_{sp} = 1$:

$p = 95,5$ МПа — см. расчет прочности нормальных сечений продольных ребер;

$$\sigma_{sp} + p = 400 + 95,5 = 495,5 < R_{s, ser} = 590 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{sp} - p = 400 - 95,5 = 304,5 > 0,3R_{s, ser} = 0,3 \cdot 590 = 177 \text{ МПа}.$$

Таким образом, напряжения σ_{sp} находятся в допустимых пределах.

Потери предварительного напряжения определяем по блок-схеме I прил. 4.

Первые потери 2'. От релаксации напряжений стержневой арматуры при электротермическом способе натяжения

$$\sigma_1 = 0,03\sigma_p = 0,03 \cdot 400 = 12 \text{ МПа}.$$

5. От температурного перепада при агрегатно-поточной технологии изготовления плит

$$\sigma_2 = 0,$$

так как арматура и форма нагреваются одновременно, то перепада температуры нет.

7. От деформации анкеров

$$\sigma_3 = 0,$$

так как при электротермическом способе натяжения потери от деформации анкеров учтены при определении полного удлинения арматуры.

8. От трения арматуры об огибающие приспособления

$$\sigma_4 = 0,$$

так как арматура прямолинейная и натягивается до бетонирования.

12. От деформации стальной формы

$$\sigma_5 = 0,$$

так как при электротермическом способе натяжения эти потери учтены при определении полного удлинения арматуры.

Для вычисления потерь от *быстронатекающей ползучести бетона* σ_6 определяем:

$$13. \sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3 - \sigma_4 - \sigma_5 = 400 - 12 = 388 \text{ МПа.}$$

15. Усилие предварительного обжатия

$$P = \sigma_{sp1} A_{sp} = 388 \cdot 1018 = 395 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

16. Эксцентриситет приложения усилия P относительно центра тяжести приведенного сечения (рис. 4.2, б)

$$e_{op1} = y_0 - a_{sp} = 250 - \left(30 + \frac{18}{2}\right) = 211 \text{ мм.}$$

Принимаем $e_{op1} = y_{sp} = 210 \text{ мм.}$

17. Сжимающее напряжение в бетоне на уровне центра тяжести арматуры A_{sp} при $y_{sp} = e_{op1}$

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} + \frac{Pe_{op1}y_{sp}}{I_{red}} = \frac{395 \cdot 10^3}{5168 \cdot 10^2} + \frac{395 \cdot 10^3 \cdot 210^2}{553541 \cdot 10^4} = 3,9 \text{ МПа.}$$

18. То же, для крайнего верхнего волокна

$$\begin{aligned} \sigma_{bp} &= \frac{P}{A_{red}} - \frac{Pe_{op1}(h - y_0)}{I_{red}} = \frac{395 \cdot 10^3}{5168 \cdot 10^2} - \frac{395 \cdot 10^3 \cdot 210(400 - 250)}{553541 \cdot 10^4} = \\ &= -1,48 \text{ МПа} < 0 \text{ (растяжение).} \end{aligned}$$

При вычислении значений σ_{bp} и σ_{bd} напряжениями от веса плиты пренебрегаем, так как они уменьшают напряжения.

$$19. \alpha = 0,25 + 0,025R_{bp} = 0,25 + 0,025 \cdot 16 = 0,65 < 0,8;$$

$$\sigma_{bd}/R_{bd} = 3,9/16 = 0,24 < \alpha = 0,65.$$

$$21. \sigma_6 = 34\sigma_{bd}/R_{bd} = 34 \cdot 3,9/16 = 8,16 \text{ МПа.}$$

Потери $\sigma'_8 = 0$, так как $\sigma'_{bd} < 0$.

26. Первые потери

$$\sigma_{l1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6 = 12 + 8,16 = 20,16 \text{ МПа.}$$

Вторые потери. От усадки бетона, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении

$$\sigma_8 = \sigma'_8 = 35 \text{ МПа.}$$

$$27. \sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{l1} = 400 - 20,16 = 379,84 \text{ МПа.}$$

28. $\sigma_s = \sigma_a = 8,16$ МПа; $\sigma'_s = \sigma'_a = 0$.

Для определения потерь от ползучести бетона σ_9 , уточняем сжимающее напряжение за счет учета изгибающего момента от веса плиты M_g и усилия предварительного обжатия P_1 с учетом потерь σ_{t1} при $\gamma_{sp} = 1$, $\gamma_f = 1$, $\gamma_n = 0,95$, $g = 0,981$:

$$M_g = \frac{g_{1n} b_f g \gamma_n^2}{8} = \frac{2,56 \cdot 3 \cdot 0,981 \cdot 0,95 \cdot 5,425^2}{8} = 25,92 \text{ кН} \cdot \text{м} = 25,92 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

$$29. P_1 = \sigma_{sp1} A_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s = 388 \cdot 1018 - 8,16 \cdot 314 = 392,4 \cdot 10^3 \text{ Н}.$$

30. Эксцентриситет приложения усилия P_1 относительно центра тяжести приведенного сечения

$$e_{op1} = \frac{\sigma_{sp1} A_{sp} y_{sp} - \sigma_s A_s y_s}{P_1} = \frac{379,84 \cdot 1018 \cdot 250 - 8,16 \cdot 314 \cdot 230}{392,4 \cdot 10^3} = 210 \text{ мм},$$

где y_s — расстояние от центра тяжести арматуры A_s до центра тяжести приведенного сечения, при защитном слое бетона 15 мм и диаметре стержней 10 мм,

$$y_s = y_0 - a_s = 50 - \left(15 + \frac{10}{2}\right) = 230 \text{ мм}.$$

$$31. \sigma_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op1} y_{sp}}{I_{red}} - \frac{M_g y_{sp}}{I_{red}} = \frac{392,4 \cdot 10^3}{5168 \cdot 10^2} + \frac{392,4 \cdot 10^3 \cdot 210^2}{553 \, 541 \cdot 10^4} - \frac{25,92 \cdot 210}{553 \, 541 \cdot 10^4} = 3,89 \text{ МПа}.$$

$$32. \sigma'_{bp} = \frac{P_1}{A_{red}} - \frac{P_1 e_{op1} (h - y_0)}{I_{red}} + \frac{M_g (h - y_0)}{I_{red}} = \frac{392,4 \cdot 10^3}{5168 \cdot 10^2} - \frac{392,4 \cdot 10^3 \cdot 210 (400 - 250)}{553 \, 541 \cdot 10^4} + \frac{25,92 \cdot (400 - 250)}{553 \, 541 \cdot 10^4} = -1,474 \text{ МПа} < 0$$

(растяжение).

$$32'. \sigma'_a = 0.$$

$$\text{При } \sigma_{bp}/R_{bp} = \frac{3,89}{16} = 0,24 < 0,75.$$

33. Потери от ползучести бетона

$$\sigma_9 = 128 \sigma_{bp}/R_{bp} = 128 \frac{3,89}{16} = 31,1 \text{ МПа}.$$

35. Вторые потери

$$\sigma_{t2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 31,1 = 66,1 \text{ МПа}.$$

36. Суммарные потери

$$\sigma_l = \sigma_{t1} + \sigma_{t2} = 20,16 + 66,1 = 86,26 < 100 \text{ МПа}.$$

37'. Принимаем $\sigma_l = 100$ МПа.

Расчет нормальных сечений продольных ребер по образованию трещин. Расчет в стадии изготовления плиты выполняем по блок-схеме 24 прил. 4.

1. Предварительное напряжение с учетом первых потерь

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{l1} = 400 - 20,16 = 379,84 \text{ МПа.}$$

2. σ'_{sp1} не вычисляем, так как в верхней зоне ребер предварительно напрягаемой арматуры нет ($A_{sp} = 0$).

3. Напряжение $\sigma_s = \sigma'_s = 8,16 \text{ МПа.}$

4. Напряжение $\sigma'_s = \sigma'_s = 0$.

5. Усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь

$$P_1 = \sigma_{sp1} A_{sp} + \sigma_s A_s = 379,84 \cdot 1018 - 8,16 \cdot 3,14 = 384,1 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

6. Эксцентриситет усилия P_1

$$e_{op1} = \frac{\sigma_{sp1} A_{sp} y_{sp} - \sigma_s A_s y_s}{P_1} = \frac{379,84 \cdot 1018 \cdot 210 - 8,16 \cdot 314 \cdot 230}{384,1 \cdot 10^3} = 210 \text{ мм.}$$

7. Напряжение в бетоне сжатой зоны от усилия предварительного обжатия и внешней нагрузки от веса плиты

$$\begin{aligned} \sigma_{bp1} &= \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op1} y_0}{I_{red}} + \frac{M_g y_0}{I_{red}} = \\ &= \frac{384,1 \cdot 10^3}{5168 \cdot 10^2} + \frac{384,1 \cdot 10^3 \cdot 210 \cdot 250}{553541 \cdot 10^4} + \frac{6,33 \cdot 10^6 \cdot 250}{553541 \cdot 10^4} = 4,77 \text{ МПа,} \end{aligned}$$

где изгибающий момент от веса плиты $g_n = \frac{4,6 \cdot g \cdot \gamma_n}{L} = \frac{4,6 \cdot 9,81 \cdot 0,95}{6} = 7,14 \text{ кН/м}$ в месте расположения монтажных петель на расстоянии $l = 1,125 \text{ м}$ от торца плиты с учетом коэффициента динамичности $k_d = 1,4$:

$$M_g = \frac{g_n k_d l^2}{2} = \frac{7,14 \cdot 1,4 \cdot 1,125^2}{2} = 6,33 \text{ кН} \cdot \text{м} = 6,33 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$$

8. $\sigma_{bp1} = 4,77 \text{ МПа} < k R_{bp} = 0,7 \cdot 1 = 11,2 \text{ МПа.}$

9, 10. $\varphi = 1,6 - \frac{\sigma_{bp1}}{R_{bp, ser}} = 1,6 - \frac{4,77}{12} = 1,2 > 1$, где $R_{bp, ser} = 12 \text{ МПа}$ принято при $B = 16$ по интерполяции между классами бетона В15 и В20.

11'. Принимаем $\varphi = 1$.

12. Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней границы ядра сечения

$$r' = \varphi \frac{W'_{red}}{A_{red}} = 1 \cdot \frac{36902 \cdot 10^3}{5168 \cdot 10^2} = 71,4 \text{ мм.}$$

13. Момент обжатия относительно нижней границы ядра сечения $M_{rp} = P_1 (e_{op1} - r) = 384,1 \cdot 10^3 (210 - 71,4) = 54,3 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$

14, 15. Проверяем условие трещинообразования:

$$\begin{aligned} M_r = M_g &= 6,33 \cdot 10^6 < M_{crc} = R'_{bt p, ser} W'_{pl} - M_{rp} = \\ &= 1,2 \cdot 55353 \cdot 10^3 - 54,3 \cdot 10^6 = 12,1 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм,} \end{aligned}$$

где $R_{bt, p, ser} = 1,2$ МПа при $B^0 = 0,8B = 0,8 \cdot 20 = 16$ МПа принято по интерполяции данных между классами В15 и В20.

Так как $M, < M_{crc}$, в верхней зоне плиты при ее монтаже трещины не возникают.

Расчет в стадии эксплуатации плиты ведем по блок-схеме 23 прил. 4.

1. Предварительное напряжение с учетом суммарных потерь $\sigma_{sp2} = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_l) = 0,821 (400 - 100) = 246,3$ МПа, где $\gamma_{sp} = 1 - 0,179 = 0,821$ (см. п. 4.2.4).

2. σ'_{b2} не вычисляем, так как на верхней зоне ребер предварительно напрягаемой арматуры нет ($A'_{sp} = 0$).

3. Напряжения в нижней продольной ненапрягаемой арматуре, вызванные усадкой и ползучестью бетона

$$\sigma_s = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 = 8,16 + 35 + 31,1 = 74,3 \text{ МПа.}$$

4. Напряжение σ'_s принимаем равным нулю, поскольку арматуру $A'_s = 330 \text{ мм}^2$ не учитываем, из-за малой площади сечения и увеличения ею значений e_{op2} и M_{rp} .

5. Усилие предварительного обжатия с учетом суммарных потерь $P_2 = \sigma_{sp2} A_{sp} - \sigma_s A_s = (246,3 \cdot 1018 - 74,3 \cdot 314) \cdot 227,4 \cdot 10^3 \text{ Н.}$

6. Эксцентриситет усилия P_2

$$e_{op2} = \frac{\sigma_{sp2} A_{sp} y_{sp} - \sigma_s A_s y_s}{P_2} = \frac{246,3 \cdot 1018 \cdot 210 - 74,3 \cdot 314 \cdot 230}{227,4 \cdot 10^3} = 208 \text{ мм.}$$

Принимаем $e_{op2} = 210$ мм.

7. Напряжение в верхнем волокне бетона сжатой зоны от усилия предварительного обжатия и внешней нагрузки

$$\sigma_{b2} = \frac{P_2}{A_{red}} - \frac{P_2 e_{op2}}{I_{red}} (h - y_0) + \frac{M_{r2}}{I_{red}} (h - y_0) = \frac{227,4 \cdot 10^3}{5168 \cdot 10^3} - \frac{227,4 \cdot 10^3 \cdot 210}{553541 \cdot 10^4} (400 - 250) + \frac{167,86 \cdot 10^6}{553541 \cdot 10^4} (400 - 250) = 3,7 \text{ МПа.}$$

8, 9. $\varphi = 1,6 - \frac{\sigma_{b2}}{R_{b, ser}} = 1,6 - \frac{3,7}{15} = 1,35 > 0,7.$

10, 12. $\varphi = 1,35 > 1$, принимаем $\varphi = 1$.

11. $r' = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}} = 1 \frac{22141 \cdot 10^3}{5168 \cdot 10^3} = 42,8 \text{ мм.}$

13. $W'_{pl} R_{bt, ser} = 55353 \cdot 10^3 \cdot 1,4 = 77,5 \cdot 10^6 > P_1 (e_{op1} - r) - M_g = 384,1 \cdot 10^3 (210 - 71,4) - 6,33 \cdot 10^6 = 46,9 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$, то есть в верхней зоне плиты трещины от обжатия предварительно напрягаемой арматурой не образуются.

14. Момент усилия обжатия P_2

$$M_{rp} = P_2 (e_{op2} + r') = 227,4 \cdot 10^3 (210 + 42,8) = 38 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$$

15, 16. Момент, воспринимаемый сечением,

$$M_{crc} = R_{bt, ser} W_{pl} + M_{rp} = 1,4 \cdot 38747 \cdot 10^3 + 38000 \cdot 10^3 = 92,25 \cdot 10^6 < M = 167,86 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$$

Таким образом, в стадии эксплуатации в нижней зоне ребер плиты образуются трещины, нормальные к их продольной оси.

Определение ширины раскрытия нормальных трещин в продольных ребрах. Расчет выполняем по блок-схеме 26 прил. 4. Так как от усилия предварительного обжатия начальных трещин в сжатой зоне плиты нет, то расчет начинаем с п. 6 блок-схемы 26 прил. 4.

Для определения ширины *непродолжительного раскрытия трещин* a_{crc1} от полной нагрузки при $\gamma_f = 1$, $M_{r2} = 167,86$ кН·м (табл. 4.2) вычисляем:

$$6. \delta = \frac{M_{r2} + P_2 e_{sp2}}{bh_0^2 R_{b,ser}} = \frac{167,86 \cdot 10^6 + 227,4 \cdot 10^3 \cdot 1}{390 \cdot 360^2 \cdot 15} = 0,25, \text{ где } e_{sp2} = y_0 - s_p e_{op2} = 250 - 39 - 210 = 1 \text{ мм.}$$

$$7. \varphi_f = \frac{(b'_f - b) h'_f + \frac{\alpha}{2\nu} (A'_{sp} + A'_s)}{bh_0} = \frac{(2950 - 390) 50 + \frac{7,1}{2 \cdot 0,45} \cdot 330}{390 \cdot 360} = 0,8,$$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1,7 \cdot 10^5}{2,4 \cdot 10^4} = 7,1; \quad A'_{sp} = 0;$$

$\nu = 0,45$ — при кратковременном действии нагрузки.

$$8. \lambda_1 = \varphi_f \left(1 - \frac{h'_f}{2h_0}\right) = 0,8 \left(1 - \frac{50}{2 \cdot 360}\right) = 0,75.$$

9. Эксцентриситет

$$e_{s, tot} = \frac{M_{r2} + P_2 e_{sp2}}{P_2} = \frac{167,86 \cdot 10^6 + 227,4 \cdot 10^3 \cdot 1}{227,4 \cdot 10^3} = 739 \text{ мм.}$$

10, 11. Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda_1)}{10\mu\alpha}} + \frac{1,5 + \varphi_f}{\frac{11,5 \cdot e_{s, tot}}{h_0} - 5} =$$

$$= \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,25 + 0,75)}{10 \cdot 0,009 \cdot 7,1}} + \frac{1,5 + 0,8}{11,5 \frac{739}{360} - 5} = 0,23 < 1,$$

где $\beta = 1,8$ для тяжелого бетона;

$$\mu = \frac{A_{sp} + A_s}{bh_0} = \frac{1018 + 314}{390 \cdot 360} = 0,009.$$

$$12. \xi = 0,23 > \frac{h'_f}{h_0} = \frac{50}{360} = 0,14.$$

14. Плечо внутренней пары сил в сечении с трещиной

$$z = h_0 \left[1 - \frac{h'_f/h_0 + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)}\right] = 360 \left[1 - \frac{50/360 + 0,23^2}{2(0,8 + 0,23)}\right] = 327 \text{ мм.}$$

15. Приращение напряжений в арматуре A_{sp} от действия внешнего момента

$$\sigma_{s1} = \frac{M_{r2} P_2 (z - e_{sp2})}{(A_{sp} + A_s) z} = \frac{167,86 \cdot 10^6 - 227,4 \cdot 10^3 (327 - 1)}{(1018 + 314) 327} = 215 \text{ МПа.}$$

$$16. e_{o, tot} = e_{op2} = 210 \text{ мм} < 0,8h_0 = 0,8 \cdot 360 = 288 \text{ мм.}$$

Уточняем напряжение σ_{s1} для нижнего ряда стержней согласно указаниям п. 4.15 [10].

$$17. \delta_n = \frac{h - x - a_2}{h - x - a_1} = \frac{400 - 82,8 - 20}{400 - 82,8 - 3,45} = 1,05, \text{ где } x = \xi h_0 = 0,23 \times \\ \times 360 = 82,8 \text{ мм; } a_2 \text{ — расстояние от центра тяжести крайнего ряда} \\ \text{стержней до наиболее растянутого волокна бетона при защитном} \\ \text{слое 15 мм и диаметре стержней 10 мм,}$$

$$a_2 = 15 - \frac{10}{2} = 20 \text{ мм;}$$

a_1 — то же, от центра тяжести площади всей арматуры,

$$a_1 = \frac{A_{sp} a_{sp} + A_s a_s}{A_{sp} + A_s} = \frac{1018 \cdot 39 + 314 \cdot 20}{1018 + 314} = 34,5 \text{ мм.}$$

$$18. \text{ Тогда } \sigma_s = \delta_n \sigma_{s1} = 1,05 \cdot 215 = 226 \text{ МПа} > 0.$$

19. Вычисляем суммарное напряжение $\sigma_s + \sigma_{sp2}$

$$\sigma_s + \sigma_{sp2} = 226 + 246,3 = 472 \text{ МПа} < R_{s, ser} = 590 \text{ МПа.}$$

20. Ширина непродолжительного раскрытия трещин от полной нагрузки

$$a_{crcl} = \delta_1 \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E} 20 (3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d} = \\ = 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{226}{1,9 \cdot 10^5} \cdot 20 (3,5 - 100 \cdot 0,009) \sqrt[3]{18} = 0,16 \text{ мм} < [a_{crcl}] = 0,4 \text{ мм,}$$

где $\delta_1 = 1$ для изгибаемых элементов; $\varphi_l = 1$ при непродолжительном действии полной нагрузки с $\gamma_f = 1$; $\eta = 1$ — при стержневой арматуре периодического профиля.

Для определения ширины непродолжительного раскрытия трещин a_{crcl} от длительно-действующей постоянной и временной нагрузки при $\gamma_f = 1$, $M_{r1} = 145,79 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (табл. 4.2) вычисляем:

$$6. \delta = \frac{145,79 \cdot 10^6 + 227,4 \cdot 10^3 \cdot 1}{4 \cdot 85 \cdot 360^2 \cdot 15} = 0,22.$$

7, 8. См. расчет a_{crcl} .

$$9. e_{s, tot} = \frac{145,79 \cdot 10^6 + 227,4 \cdot 10^3 \cdot 1}{227,4 \cdot 10^3} = 642 \text{ мм.}$$

$$10, 11. \xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,22 + 0,75)}{10 \cdot 0,009} \cdot \frac{1}{7,1}} + \frac{1,5 + 0,8}{11,5 \frac{642}{360} - 1} = 0,24 < 1.$$

$$12. \xi = 0,24 > \frac{h_f}{h_0} = \frac{50}{360} = 0,14.$$

$$14. z = 360 \left[1 - \frac{50/360 + 0,24^2}{2(0,8 + 0,24)} \right] = 326 \text{ мм.}$$

$$15. \sigma_{s1} = \frac{145,79 \cdot 10^6 - 227,4 \cdot 10^3 (326 - 1)}{(1018 + 314) \cdot 326} = 165,5 \text{ МПа.}$$

$$16. e_{o, tot} = e_{op2} = 210 \text{ мм} < 0,8h_0 = 0,8 \cdot 360 = 288 \text{ мм.}$$

Уточняем напряжение σ_s с учетом коэффициента δ , для этого вычисляем:

$$\delta = \frac{h - x - a_2}{h - x - a_1} = \frac{400 - 86,4 - 20}{400 - 86,4 - 34,5} = 1,05,$$

где $x = \xi h_0 = 0,24 \cdot 360 = 86,4$ мм.

18. Тогда $\sigma_s = \delta \sigma_{s1} = 1,05 \cdot 165,5 = 173,8$ МПа > 0 .

19. $\sigma_s + \sigma_{sp2} = 173,8 + 246,3 = 420$ МПа $< R_{s, ser} = 590$ МПа.

20. Ширина непродолжительного раскрытия трещин от длительно действующей постоянной и временной нагрузки

$$a_{crc2} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{173,8}{1,9 \cdot 10^6} \cdot 20 (3,5 - 100 \cdot 0,009) \sqrt[3]{18} = 0,12 \text{ мм} < [a_{crc}] = 0,4 \text{ мм}.$$

Для определения ширины продолжительного раскрытия трещин a_{crc3} от длительно-действующей постоянной и временной нагрузки при $\gamma = 1$; $M_{r1} = 145,79$ кН·м (табл. 4.2) вычисляем:

6. $\delta = 0,22$ (см. расчет a_{crc2}).

$$(2950 - 440) 50 + \frac{7,1}{2 \cdot 0,15} (1018 + 314)$$

7. $\varphi_f = \frac{440 \cdot 360}{440 \cdot 360} = 1$, где $\lambda_b = 0,15$ при

длительном действии нагрузки и влажности воздуха окружающей среды выше 40 %.

$$8. \lambda = 1 \left(1 - \frac{50}{2 \cdot 360} \right) = 0,99.$$

9. $e_{s, tot} = 642$ мм (см. расчет a_{crc2}).

$$10, 11. \xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,22 + 0,99)}{10 \cdot 0,009 \cdot 7,1}} + \frac{1,5 + 1}{11,5 \frac{642}{360} - 5} = 0,24 < 1.$$

12. $\xi = 0,24 > h'_f/h_0 = 50/360 = 0,14$.

$$14. z = 360 \left[1 - \frac{50/360 + 0,24^2}{2(1 + 0,24)} \right] = 332 \text{ мм}.$$

$$15. \sigma_{s1} = \frac{145,79 \cdot 10^6 - 227,4 \cdot 10^3 (332 - 1)}{(1018 + 314) \cdot 332} = 159 \text{ МПа}.$$

16. $e_{o, tot} = 210$ мм < 288 мм (см. расчет a_{crc2}).

Уточняем напряжение σ_s с учетом коэффициента δ (см. расчет a_{crc2}).

18. Тогда $\sigma_s = \delta \sigma_{s1} = 1,05 \cdot 159 = 167$ МПа > 0 .

19. $\sigma_s + \sigma_{sp} = 167 + 246,3 = 413,3$ МПа $< R_{s, ser} = 590$ МПа.

20. Ширина продолжительного раскрытия трещин

$$a_{crc3} = 1 \cdot 1,465 \cdot 1 \frac{167}{1,9 \cdot 10^6} \cdot 20 (3,5 - 100 \cdot 0,009) \sqrt[3]{18} = 0,175 \text{ мм} < [a_{crc3}] = 0,3 \text{ мм},$$

где $\varphi_f = 1,6 - 15\mu = 1,6 - 15 \cdot 0,009 = 1,465$ при продолжительном действии нагрузки.

Полная ширина раскрытия трещин

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} = 0,16 - 0,12 + 0,175 = 0,215 \text{ мм} < [a_{crc3}] = 0,3 \text{ мм.}$$

Расчет наклонных сечений продольных ребер по образованию трещин. Проверяем образование наклонных трещин в сечениях у грани опоры ребер и на расстоянии l_p от торца плиты.

Так как между местом приложения опорной реакции и рассматриваемыми сечениями поперечной нагрузки может не быть, то принимаем в обоих случаях $Q = Q_{max} = 123,77 \text{ кН}$.

Определяем P_2 в рассматриваемых сечениях. Для этого вычисляем длину зоны передачи напряжений l_p при условии, что $\sigma_{sp} = \sigma_{sp1} = 388 \text{ МПа}$ (п. 2.29 [10])

$$l_p = \left(\omega_p \frac{\sigma_{sp1}}{R_{bp}} + \lambda_p \right) d = \left(0,25 \frac{388}{16} + 10 \right) 18 = 289 \text{ мм} > 270 \text{ мм,}$$

где $\omega_p = 0,25$; $\lambda_p = 10$ — для стержневой арматуры периодического профиля (табл. 28 [10]).

Для сечения у грани опоры при $l_x = 75 \text{ мм}$ (длина опирания ребер плиты на полку ригеля) при $A_s = 314 \text{ мм}^2 > 0,15 A_{sp} = 0,15 \times 1018 = 153 \text{ мм}^2$ усилие P_2 на длине $l_p = 289 \text{ мм}$ не снижается, то есть $P_2 = 227,4 \cdot 10^3 \text{ Н}$.

Для сечения на расстоянии l_p от торца плиты

$$l_k = l_p \text{ и } P_2 = 227,4 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

Определяем образование трещин в центре тяжести приведенного сечения.

Расчет выполняем по блок-схеме 25 прил. 4.

1. Напряжения в бетоне от усилия предварительного обжатия и внешней нагрузки

$$\begin{aligned} \sigma_x = \sigma_b = & \frac{P_2}{A_{red}} - \frac{P_2 e_{оп2}}{I_{red}} y_0 + \frac{M_{r2}}{I_{red}} y_0 = \frac{227,4 \cdot 10^3}{5168 \cdot 10^4} + \\ & + \frac{227,4 \cdot 10^3 \cdot 210}{553541 \cdot 10^4} \cdot 250 + \frac{167,86 \cdot 10^6}{553541 \cdot 10^4} \cdot 250 = 5,86 \text{ МПа;} \end{aligned}$$

$\sigma_y = 0$, так как предварительно напряженной поперечной арматуры нет.

3. $Q = Q_1 = 123,77 \text{ кН}$.

4. Касательные напряжения

$$\tau_{xy} = \frac{QS_{red}}{I_{red} b} = \frac{123,77 \cdot 10^3 \cdot 20457 \cdot 10^3}{553541 \cdot 10^4 \cdot 390} = 1,17 \text{ МПа,}$$

где S_{red} — статический момент приведенной площади части сечения, расположенной выше центра тяжести сечения, относительно нулевой линии

$$\begin{aligned} S_{red} = & b'_f h'_f (h - y_0 - 0,5 h'_f) + b \frac{(h - y_0 - h'_f)^2}{2} + A'_s \alpha \cdot (h - y_0 - a'_s) = \\ = & 2950 \cdot 50 (400 - 250 - 0,5 \cdot 50) + 390 \frac{(400 - 250 - 50)^2}{2} + \\ & + 19,6 \cdot 4 \cdot 7,08 (400 - 250 - 25) = 20457 \cdot 10^3 \text{ мм}^3, \end{aligned}$$

здесь

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{1,7 \cdot 10^9}{2,4 \cdot 10^4} = 7,08.$$

Местные сжимающие напряжения вблизи места приложения опорных реакций из условия опирания плиты на полку ригеля при длине опирания $c = 75$ мм.

Для сечения у грани опоры: $x = c$;

$$\alpha = \frac{x}{2h} = \frac{75}{2 \cdot 400} = 0,09;$$

$$\beta = \frac{y_0}{h} = \frac{250}{400} = 0,625;$$

$$\begin{aligned} \sigma_{y, loc} &= \frac{Q}{bh} \cdot \frac{\beta^2}{1,57} \left[\frac{3 - 2\beta}{(1 + \alpha^2)^2} - \frac{\beta}{(\alpha^2 + \beta^2)^2} \right] = \\ &= \frac{123,77 \cdot 10^3}{390 \cdot 400} \cdot \frac{0,625^2}{1,57} \left[\frac{3 - 2 \cdot 0,625}{(1 + 0,09^2)^2} - \frac{0,625}{(0,09^2 + 0,625^2)^2} \right] = -0,44 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Для сечения на расстоянии l_p от торца плиты:

$$\alpha = \frac{x}{h} = \frac{252}{2 \cdot 400} = 0,315 < 0,7; \quad \beta = 0,625,$$

где $x = l_p - 0,5c = 289 - 0,5 \cdot 75 = 252$ мм;

$$\sigma_{y, loc} = \frac{123,77 \cdot 10^3}{390 \cdot 400} \cdot \frac{0,625}{1,57} \cdot \frac{3 - 2 \cdot 0,625}{(1 + 0,315^2)^2} - \frac{0,625}{(0,315^2 + 0,625^2)^2} = -0,33 \text{ МПа.}$$

5. Главные растягивающие напряжения. Для сечения у грани опоры:

$$\begin{aligned} \sigma_{mt} &= -\frac{\sigma_x + \sigma_{y, loc}}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_{y, loc}}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} = \\ &= -\frac{5,86 + 0,44}{2} + \sqrt{\left(\frac{5,86 - 0,44}{2}\right)^2 + 1,17^2} = -0,2 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Для сечения на расстоянии l_p от торца плиты:

$$\sigma_{mt} = -\frac{5,86 + 0,33}{2} + \sqrt{\left(\frac{5,86 - 0,33}{2}\right)^2 + 1,17^2} = -0,1 \text{ МПа.}$$

Отрицательные значения σ_{mt} означают, что в обоих сечениях эти напряжения сжимающие.

6. Главные сжимающие напряжения. Для сечения у грани опоры:

$$\begin{aligned} \sigma_{mc} &= -\frac{\sigma_x + \sigma_{y, loc}}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_{y, loc}}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} = \\ &= -\frac{5,86 + 0,44}{2} - \sqrt{\left(\frac{5,86 - 0,44}{2}\right)^2 + 1,17^2} = -6,1 \text{ МПа} < R_{b, ser} = \\ &= 15 \text{ МПа.} \end{aligned}$$

Для сечения на расстоянии l_p от торца плиты:

$$\sigma_{mc} = -\frac{5,86 + 0,33}{2} - \sqrt{\left(\frac{5,86 - 0,33}{2}\right)^2 + 1,17^2} = -6,1 \text{ МПа} < 15 \text{ МПа.}$$

Таким образом, трещиностойкость наклонных сечений в центре тяжести приведенного сечения обеспечена.

Проверяем трещиностойкость наклонных сечений в месте примыкания полки к ребрам плиты. Так как напряжения в сечении на расстоянии l_p от торца плиты $\sigma_{mt} = -0,1$ МПа меньше, чем напряжения в сечении у грани опоры $\sigma_{mt} = -0,2$ МПа, то расчет производим для сечения на расстоянии l_p от торца плиты.

Расчет выполняем по блок-схеме 25 прил. 4.

$$1. \sigma_x = \sigma_b = \frac{P_2}{A_{red}} - \frac{P_2 e_{op2}}{I_{red}} y_0 + \frac{M_{r2}}{I_{red}} y_0 = \frac{227,4 \cdot 10^3}{5168 \cdot 10^2} - \frac{227,4 \cdot 10^3 \cdot 210}{553541 \cdot 10^4} \times \\ \times 100 + \frac{167,86 \cdot 10^8}{553541 \cdot 10^4} \cdot 100 = 2,61 \text{ МПа};$$

$\sigma_y = 0$, так как предварительно напряженной поперечной арматуры нет.

$$3. Q = Q_1 = 123,77 \text{ кН.}$$

$$4. \tau_{xy} = \frac{QS_{red}}{I_{red} b} = \frac{123,77 \cdot 10^3 \cdot 18507 \cdot 10^3}{553541 \cdot 10^4 \cdot 390} = 1,06 \text{ МПа,}$$

где $S_{red} = b_f h_f (h - y_0 - 0,5 h_f) + A'_s \alpha (h - y_0 - a'_s) = 2950 \cdot 50 (400 - 250 - 0,5 \cdot 50) + 19,6 \cdot 4 \cdot 7,08 / 400 - 250 - 25) = 18507 \cdot 10^3 \text{ мм}^3$.

Значение $\sigma_{y, loc} = -0,33$ МПа.

$$5. \sigma_{mt} = -\frac{2,61 + 0,33}{2} + \sqrt{\left(\frac{2,61 - 0,33}{2}\right)^2 + 1,06^2} = 0,09 \text{ МПа.}$$

$$6. \sigma_{mc} = -\frac{2,61 + 0,33}{2} - \sqrt{\left(\frac{2,61 - 0,33}{2}\right)^2 + 1,06^2} = -3,03 \text{ МПа.}$$

$$7. \alpha B = 0,01 \cdot 20 = 0,2 < 0,3,$$

где $\alpha = 0,01$ для тяжелого бетона; B — класс бетона по прочности на сжатие.

8. Принимаем $\alpha B = 0,3$.

9, 10. Коэффициент

$$\gamma_{b4} = \frac{1 - \sigma_{mc} / R_{b, ser}}{0,2 + \alpha B} = \frac{2 - 3,03 / 15}{0,2 + 0,3} = 1,6 > 1.$$

11. Принимаем $\gamma_{b4} = 1$.

$$12. \sigma_{mt} = 0,09 \text{ МПа} < \gamma_{b4} R_{bt, ser} = 1 \cdot 1,4 = 1,4 \text{ МПа.}$$

Таким образом, в стадии эксплуатации в продольных ребрах плиты наклонные трещины не образуются.

Расчет прогибов плиты. Для вычисления прогибов плиты определяем кривизны на участках, где в растянутой зоне образуются нормальные к продольной оси элемента трещины. Расчет ведем по блок-схеме 30 прил. 4. Значения коэффициентов δ , φ_f , λ , эксцентриситеты $e_{s, tot}$, относительную высоту сжатой зоны ξ и плечо внутренней пары сил в сечении с трещиной z принимаем из соответствующих расчетов ширины раскрытия трещин при непродолжительном действии полной нагрузки и непродолжительном и продолжительном действии длительно действующей нагрузки (см. блок-схему 26 прил. 4).

Вычисляем кривизну $(1/r)_1$ от непродолжительного действия полной нагрузки при $\gamma_f = 1$ и $M_{r2} = 167,86 \text{ кН} \cdot \text{м}$ (табл. 4.2).

Для этого из расчета a_{cr1} , выполненного по блок-схеме 26 прил. 4, используем следующие данные:

6. $\delta = 0,25$.
7. $\varphi_f = 0,8$.
8. $\lambda = 0,75$.
9. $e_{s, tot} = 739$ мм.
- 10, 11. $\xi = 0,25 < 1$.
12. $\xi = 0,23 > h_j/h_0 = 0,14$.
14. $z = 327$ мм.

По блок-схеме 30 прил. 4.

$$11, 12. \varphi_m = \frac{R_{bl, ser} W_{pl}}{M_{r2} - M_{rp}} = \frac{1,4 \cdot 38747 \cdot 10^3}{167,86 \cdot 10^6 - 38 \cdot 10^6} = 0,42 < 1.$$

$$16. e_{s, tot}/h_0 = \frac{739}{360} = 2,05 > 1,2/\varphi_{fs} = 1,2/1,1 = 1,09,$$

где $\varphi_{fs} = 1,1$ при непродолжительном действии нагрузки, арматуре периодического профиля и $B 20 > B 7,5$.

$$14, 17. \Psi_s = 1,25 - \varphi_{fs} \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8 \varphi_m) e_{s, tot}/h_0} = 1,25 - 1,1 \times \\ \times 0,42 - \frac{1 - 0,42^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,42) \cdot 789/360} = 0,64 < 1.$$

$$19. (1/r)_1 = \frac{M_{r2} + P_2 e_{sp2}}{h_0 z} \left[\frac{\Psi_s}{E_s A_s + E_s A_{sp}} + \frac{\Psi_b}{(\varphi_f + \xi) b h_0 E_b \nu} \right] - \frac{P_2}{h_0} \times \\ \times \frac{\Psi_s}{E_s A_s + E_s A_{sp}} = \frac{167,86 \cdot 10^6 + 227,4 \cdot 10^3 \cdot 1}{360 \cdot 327} \cdot \left[\frac{0,64}{2 \cdot 10^6 \cdot 314 + 1,9 \cdot 10^6 \cdot 1018} + \right. \\ \left. + \frac{0,9}{(0,8 + 0,23) 390 \cdot 360 \cdot 2,4 \cdot 10^4 \cdot 0,45} \right] - \frac{227,4 \cdot 10^3}{360} \times \\ \times \frac{0,64}{2 \cdot 10^6 \cdot 314 + 1,9 \cdot 10^6 \cdot 1018} = 0,3 \cdot 10^5 \text{ мм}^{-1},$$

где $\Psi_b = 0,9$ — для тяжелого бетона класса выше $B 7,5$; $\nu = 0,45$ — для тяжелого бетона и при непродолжительном действии нагрузки.

Вычисляем кривизну $(1/r)_2$ от непродолжительного действия длительно действующей постоянной и временной нагрузки при $\varphi_f = 1$ и $M_{r1} = 145,79$ кН м (табл. 4.2).

Из расчета a_{cr2} по блок-схеме 26 прил. 4.

6. $\delta = 0,22$.
7. $\varphi_f = 0,8$.
8. $\lambda = 0,75$.
9. $e_{s, tot} = 642$ мм.
- 10, 11. $\xi = 0,24 < 1$.
12. $\xi = 0,24 > h_j/h_0 = 0,14$.
14. $z = 326$ мм.

По блок-схеме 30 прил. 4

$$11, 12. \varphi_m = \frac{1,4 \cdot 38747 \cdot 10^3}{145,79 \cdot 10^6 - 38 \cdot 10^6} = 0,5 < 1.$$

$$16. e_{s, tot}/h_0 = \frac{642}{360} = 1,78 > 1,2/\varphi_{fs} = 1,2/1,1 = 1,09.$$

$$14, 17. \Psi_s = 1,25 - 1,1 \cdot 0,5 - \frac{1 - 0,5^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,5) \cdot 642/360} = 0,54 < 1.$$

$$19. (1/r)_2 = \frac{145,79 \cdot 10^6 + 227,4 \cdot 10^3 \cdot 1}{360 \cdot 326} \left[\frac{0,54}{2 \cdot 10^6 \cdot 314 + 1,9 \cdot 10^5 \cdot 1018} + \frac{0,9}{(0,8 + 0,24) 390 \cdot 360 \cdot 2,4 \cdot 10^4 \cdot 0,45} \right] - \frac{227,4 \cdot 10^3}{360} \times \\ \times \frac{0,54}{2 \cdot 10^6 \cdot 314 + 1,9 \cdot 10^5 \cdot 1018} = 0,27 \cdot 10^{-5} \text{ мм}^{-1}.$$

Вычисляем кривизну $(1/r)_2$ от продолжительного действия длительно действующей постоянной и временной нагрузки при $\gamma_1 = 1$ и $M_{r1} = 145,79$ кН · м (табл. 4.2). Из расчета $(1/r)_2$ по блок-схеме 26 прил. 4.

6. $\delta = 0,22.$

7. $\varphi_f = 0,8.$

8. $\lambda = 0,75.$

9. $e_{s, \text{tot}} = 642$ мм.

10, 11. $\xi = 0,24 < 1.$

12. $\xi = 0,24 > h_f/h_0 = 0,14.$

14. $z = 332$ мм (из расчета $a_{crс3}$).

По блок-схеме 30 прил. 4.

11, 12. $\varphi_m = 0,5 < 1.$

16. $e_{s, \text{tot}}/h_0 = 1,78 > 1,2/\varphi_{fs} = 1,2/0,8 = 1,5.$

Вычисляем по блок-схеме 30 прил. 4.

$$14, 17. \Psi_s = 1,25 - 0,8 \cdot 0,5 - \frac{1 - 0,5^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,5) \cdot 642/360} = 0,73 < 1.$$

$$19. (1/r)_3 = \frac{145,79 \cdot 10^6 + 227,4 \cdot 10^3 \cdot 1}{360 \cdot 332} \left[\frac{0,73}{2 \cdot 10^6 \cdot 314 + 1,9 \cdot 10^5 \cdot 1018} + \frac{0,9}{(0,8 + 0,24) 390 \cdot 360 \cdot 2,4 \cdot 10^4 \cdot 0,15} \right] - \frac{227,4 \cdot 10^3}{360} \times \\ \times \frac{0,73}{2 \cdot 10^6 \cdot 314 + 1,9 \cdot 10^5 \cdot 1018} = 0,2 \cdot 10^{-5} \text{ мм}^{-1},$$

где $\varphi_{fs} = 0,8$ при продолжительном действии нагрузки (независимо от вида арматуры) и В20 > В7,5; $\nu = 0,15$ — для тяжелого бетона при продолжительном действии нагрузки.

Для вычисления кривизны $(1/r)_4$, обусловленной выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона от усилия предварительного обжатия, определяем по блок-схеме 30 прил. 4.

20. Напряжения, численно равные сумме потерь предварительного напряжения арматуры от усадки и ползучести бетона

$$\sigma_s = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 = 8,16 + 35 + 31,1 = 74,26 \text{ МПа.}$$

21. Относительные деформации бетона, вызванные его усадкой и ползучестью от усилия предварительного обжатия

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma_s}{E_s} = \frac{74,26}{1,9 \cdot 10^5} = 39,1 \cdot 10^{-5}.$$

22, 23. $\sigma'_s = 0$; $\varepsilon'_b = 0$, так как на уровне крайнего сжатого волокна бетона напрягаемой арматуры нет ($A'_{sp} = 0$).

24. Кривизна, обусловленная выгибом элемента вследствие усадки и ползучести бетона,

$$(1/r)_4 = \frac{\varepsilon_b}{h_0} = \frac{39,1 \cdot 10^{-5}}{360} = 0,11 \cdot 10^{-5} \text{ мм}^{-1}.$$

25. Полная кривизна

$$1/r = (1/r)_1 - (1/r)_2 + (1/r)_3 - (1/r)_4 = 0,3 \cdot 10^{-5} - 0,27 \cdot 10^{-5} + 0,2 \cdot 10^{-5} - 0,11 \cdot 10^{-5} = 0,12 \cdot 10^{-5} \text{ мм}^{-1}.$$

Прогиб плиты

$$f_{tot} = \{S [(1/r)_1 - (1/r)_2 + (1/r)_3] - 1/8 (1/r)_4\} l_0^2 = \\ = \left\{ 5/48 [0,3 \cdot 10^{-5} - 0,27 \cdot 10^{-5} + 0,2 \cdot 10^{-5}] - \frac{1}{8} \cdot 0,11 \cdot 10^{-5} \right\} \times \\ \times 5425^2 = 3,24 \text{ мм} < \frac{5425}{200} = 27 \text{ мм},$$

где $S = 5/48$ — коэффициент для определения прогиба через кривизну при равномерно-распределенной нагрузке.

Таким образом, прогиб плиты меньше допустимого.

4.3. РАСЧЕТ КАРКАСА ЗДАНИЯ

4.3.1. Общие сведения

Рама запроектирована из сборных железобетонных элементов: колонн высотой на два этажа и предварительно напряженных ригелей таврового сечения с полкой понизу пролетом 9 м. По ригелям укладываются ребристые плиты перекрытия с размерами в плане 3×6 м.

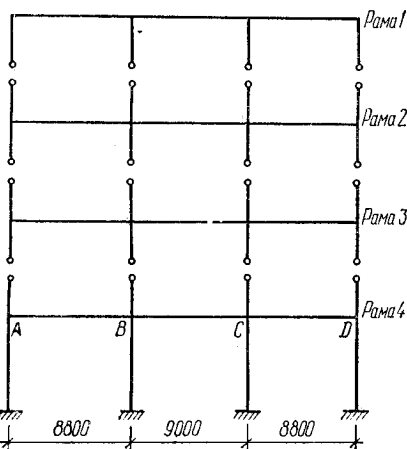


Рис. 4.4. Схема расчлененной рамы

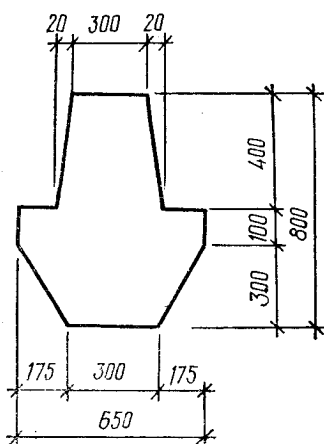


Рис. 4.5. Поперечное сечение ригеля

Временная равномерно-распределенная нагрузка на перекрытии ($\gamma_f = 1$) равна $10,5 \text{ кН/м}^2$, в том числе длительная составляет $8,4 \text{ кН/м}^2$, а кратковременная — $2,1 \text{ кН/м}^2$.

Район строительства II по снеговой и I по ветровой нагрузкам. Для ветровой нагрузки тип местности Б (СНиП II-6-74).

Схема расчлененной рамы приведена на рис. 4.4, из которого видно, что статическому расчету подлежат три типа одноэтажных рам.

4.3.2. Данные для проектирования

Ригель изготавливается из бетона класса В30 ($R_b = 17 \text{ МПа}$; $R_{bt} = 1,2 \text{ МПа}$; $E_{bt} = 2,9 \cdot 10^4 \text{ МПа}$; $R_{bp} = 0,8 \cdot 30 = 24 \text{ МПа}$; $R_{b,ser} = 22 \text{ МПа}$; $R_{bt,ser} = 1,8 \text{ МПа}$). Коэффициент условий работы $\gamma_{b2} = 0,9$. Тогда $R_b = 0,9 \cdot 17 = 15,3 \text{ МПа}$; $R_{bt} = 0,9 \cdot 1,2 = 1,08 \text{ МПа}$; $R_{b,ser} = 0,9 \cdot 22 = 19,8 \text{ МПа}$; $R_{bt,ser} = 0,9 \cdot 1,8 = 1,62 \text{ МПа}$ (прил. 1).

Рабочая предварительно напрягаемая продольная арматура класса А-IV ($R_s = 510 \text{ МПа}$; $E_s = 1,9 \cdot 10^5 \text{ МПа}$; $R_{sc} = 400 \text{ МПа}$) (прил. 2) при механическом способе натяжения. Обжатие бетона осуществляется при прочности бетона, составляющей 80 % проектной.

Ненапрягаемая рабочая опорная и монтажная арматура класса А-III (при $\varnothing 10\text{--}40 \text{ мм}$ $R_s = 365 \text{ МПа}$, $R_{sc} = 365 \text{ МПа}$, $E_s = 2 \times 10^5 \text{ МПа}$) (прил. 2).

Поперечная арматура класса А-I ($R_s = 225 \text{ МПа}$, $R_{sw} = 175 \text{ МПа}$, $E_s^3 = 2,1 \cdot 10^5 \text{ МПа}$) (прил. 2).

Колонны изготавливаются из бетона класса В25; коэффициент условий работы $\gamma_{b2} = 0,9$ ($R_b = 14,5 \text{ МПа}$, $R_{bt} = 1,05 \text{ МПа}$, $E_b = 2,7 \cdot 10^4 \text{ МПа}$, $R_{b,ser} = 18,5 \text{ МПа}$, $R_{bt,ser} = 1,6 \text{ МПа}$) (прил. 1).

Рабочая и монтажная арматура колонн из стали класса А-III.

4.3.3. Вертикальные нагрузки

Вертикальную нагрузку принимаем равномерно-распределенной, так как плиты перекрытия шириной 3 м имеют три продольных ребра и в пролете ригеля укладываются три панели, у которых число продольных ребер более пяти.

При определении нагрузки от ригеля ориентировочно приняты размеры ригеля таврового сечения с полкой понизу и высотой $h = 800 \text{ мм}$ (рис. 4.5).

Подсчет нагрузок от покрытия и перекрытия приведен в табл. 4.3 с учетом коэффициента надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$.

Постоянную (от кровли, пола, плит, перегородок) и временные нагрузки на 1 м ригеля определяем умножением соответствующих нагрузок (табл. 4.3) на ширину грузовой полосы покрытия или перекрытия, равную шагу рам (см. рис. 4.1).

Определяем нагрузки при $\gamma_f = 1$ на 1 м ригеля.

Таблица 4.3

Вид нагрузки	Плотность, кг/м ³	Толщина слоя, мм	Нагрузка при $\gamma_f = 1$, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Нагрузка при $\gamma_f > 1$ кН/м ²
Покрытие					
Постоянная					
Двухслойный защитный слой гравия, втопленного в мастику $1,6 \cdot 0,035 \cdot 9,81 \times 0,95 = 0,52$	1600	35	0,52	1,3	0,68
Четыре слоя толькожи на мастике $1,25 \cdot 0,02 \times 9,81 \cdot 0,95 = 0,23$	1250	20	0,23	1,3	0,3
Цементно-песчаная стяжка $2,2 \cdot 0,025 \cdot 9,81 \times 0,95 = 0,51$	2200	25	0,51	1,3	0,663
Утеплитель-пенобетон $0,58 \cdot 0,1 \cdot 9,81 \cdot 0,95 = 0,54$	580	100	0,54	1,3	0,7
Пароизоляция			0,05	1,3	0,065
Итого			1,85		2,408
Ресбристая панель покрытия с бетоном замоноличивания при весе панели 27 кН и бетона замоноличивания 0,1 кН/м ²					
$\left(\frac{27}{3 \times 6} + 0,1\right) 9,81 \times 0,95 = 1,49$			1,49	1,1	1,64
Всего			3,34		4,048
Временная					
Снеговая $0,7 \cdot 0,95 = 0,665 \approx 0,7$			0,7	1,4	0,98
Перекрытие					
Постоянная					
Асфальтобетонный пол $2,1 \cdot 0,05 \cdot 9,81 \cdot 0,95 = 0,98$	2100	50	0,98	1,3	1,27
Выравнивающий слой из тощего бетона $2,1 \times 0,015 \cdot 9,81 \cdot 0,95 = 0,29$	2100	15	0,29	1,3	0,38
Железобетонные ребристые плиты с бетоном замоноличивания при весе плиты 46 кН и бетона замоноличивания 0,14 кН/м ²					
$\left(\frac{46}{3 \times 6} + 0,14\right) 9,81 \cdot 0,95 = 2,52$			2,52	1,1	2,77
Перегородки $1,5 \cdot 0,95 = 1,42$			1,42	1,1	1,56
Итого			5,21		5,98
Временная					
Кратковременная $2,1 \cdot 0,95$			2	1,2	2,4
Длительная $8,4 \cdot 0,95$			8	1,2	9,6
Итого			10		12

Постоянная от покрытия:
от кровли, плит

$$g_1 = 3,34 \cdot 6 = 20,04 \text{ кН/м};$$

от веса ригеля

$$g_2 = \left(0,3 \cdot 0,4 + \frac{0,02 \cdot 0,4}{2} + 0,65 \cdot 0,4 - \right. \\ \left. - 2 \frac{0,175 \cdot 0,3}{2} \right) (2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,95) = 7,9 \text{ кН/м};$$

и т о г о $g_3 = 27,94 \text{ кН/м}$.

Временная при $\gamma_f = 1$ (снеговая)

$$S = 0,7 \cdot 6 = 4,2 \text{ кН/м}.$$

Полная нагрузка при $\gamma_f = 1$ от покрытия

$$g_3 + S = 27,94 + 4,2 = 32,14 \text{ кН/м}.$$

Постоянная от перекрытия:

от пола, плит, перегородок при $\gamma_f = 1$

$$g_4 = 5,21 \cdot 6 = 31,26 \text{ кН/м};$$

от ригеля $g_2 = 7,9 \text{ кН/м}$;

и т о г о $g_5 = 31,26 + 7,9 = 39,16 \text{ кН/м}$.

Временная от перекрытия:

кратковременная

$$v_1 = 2 \cdot 6 = 12 \text{ кН/м};$$

длительная

$$v_2 = 8 \cdot 6 = 48 \text{ кН/м}.$$

Полная нагрузка от перекрытия при $\gamma_f = 1$

$$g_5 + v_1 + v_2 = 39,16 + 12 + 48 = 99,16 \text{ кН/м}.$$

Определяем нагрузки при $\gamma_f > 1$ на 1 м ригеля.

Постоянная от покрытия:

от кровли, плит $g'_4 = 4,048 \cdot 6 = 24,29 \text{ кН/м}$;

от ригеля $g'_2 = 7,9 \cdot 1,1 = 8,69 \text{ кН/м}$;

и т о г о $g'_6 = 32,98 \text{ кН/м}$.

Временная от покрытия при $\gamma_f > 1$.

$$S_1 = 0,98 \cdot 6 = 5,88 \text{ кН/м}.$$

Полная нагрузка от перекрытия при $\gamma_f > 1$:

$$g'_6 + S_1 = 32,98 + 5,88 = 38,86 \text{ кН/м}.$$

Постоянная нагрузка от перекрытия при $\gamma_f > 1$:

от пола, плит, перегородок

$$g_7 = 5,98 \cdot 6 = 35,87 \text{ кН/м};$$

от ригеля $g'_6 = 8,69$ кН/м;

и того $g_8 = 44,56$ кН/м.

Временная нагрузка от перекрытия при $\gamma_f > 1$:

кратковременная $v_4 = 2,4 \cdot 6 = 14,4$ кН/м;

длительная $v_5 = 9,6 \cdot 6 = 57,6$ кН/м;

полная нагрузка от перекрытия при $\gamma_f > 1$:

$$g_8 + v_4 + v_5 = 44,56 + 14,4 + 57,6 = 116,56 \text{ кН/м.}$$

4.3.4. Уточнение размеров элементов рамы и расчетные пролеты

Для уточнения ранее принятого сечения ригеля вычислим его требуемую высоту по изгибающему моменту $M_1 = 0,6M_0 = 0,6 \frac{(g_8 + v_4 + v_5) l^2}{8} = 0,6 \frac{116,56 \cdot 9^2}{8} = 708,1$ кН · м, где M_0 — изгибающий момент в ригеле, вычисленный как для однопролетной балки.

Расчет выполняем по блок-схеме 5 прил. 4.

1. Задаемся $b = 300$ мм; $\xi = 0,37$.

2. $\alpha_m = \xi (1 - 0,5\xi) = 0,37 (1 - 0,5 \cdot 0,37) = 0,3$.

3. Рабочая высота сечения

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_1}{\alpha_m R_b b}} = \sqrt{\frac{70810000}{0,3 \cdot 15,3 \cdot 300}} = 717 \text{ мм.}$$

4. $h = h_0 + a = 717 + (40 \dots 50) = 757 \dots 767$ мм.

5. Окончательно принимаем $h = 800$ мм. Остальные размеры сечения ригеля приняты по рис. 4.5. Размеры сечения ригеля покрытия приняты такие же, как и для перекрытия.

Нагрузка на колонну нижнего этажа состоит из нагрузки от покрытия и трех междуэтажных перекрытий. Грузовая площадь, с которой передается нагрузка на среднюю колонну, равна 9×6 м = 54 м².

Таким образом, полная нагрузка при $\gamma_f > 1$ на среднюю колонну нижнего этажа с учетом ее веса, веса ригеля и данных табл. 4.3

$$N = (4,048 + 0,98) 54 + 8,69 \cdot 9 + 3 (5,98 + 12) 54 + 3 \cdot 8,69 \times 9 + 0,4 \cdot 0,4 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 19,2 \cdot 0,981 = 3579,7 \text{ кН.}$$

В первом приближении мы задались сечением колонны 400×400 мм при их полной высоте 19,2 м.

Тогда требуемая площадь сечения средней колонны нижнего этажа:

$$A = 0,9 \frac{N}{\gamma_{b2} R_b} = 0,9 \frac{3579700}{0,9 \cdot 14,5} = 246875 \text{ мм}^2.$$

Задаемся стандартной шириной колонны $b = 400$ м.

Требуемая высота сечения колонны:

$$h = \frac{A}{b} = \frac{246875}{400} = 617 \text{ мм.}$$

Принимаем сечение средней колонны двух нижних этажей 400×600 мм. Средние колонны двух верхних этажей и крайние колонны всех этажей принимаем сечением $b \times h = 400 \times 400$ мм, так как они воспринимают меньшую нагрузку.

Расчетные пролеты ригелей принимаем равными расстоянию между осями колонн. В крайних пролетах для всех этажей

$$l_1 = L_1 - \frac{h}{2} = 9 - \frac{0,4}{2} = 8,8 \text{ м.}$$

В средних пролетах $l_2 = 9$ м.

Для стоек средних этажей расчетные пролеты принимаются равными высоте этажа, то есть 4,8 м.

4.3.5. Определение жесткостей

Жесткости ригеля и стоек на 1 м определяются по зависимости

$$i = \frac{E_b I_s}{l}.$$

Длина стоек, вводимая в расчет, равна 4,8 м, а ригелей — для всех этажей $l_{01} = \frac{8,8 + 9}{2} = 8,9$ м.

Определяем необходимый для дальнейшего расчета момент инерции ригеля относительно его центра тяжести. Для этого вычисляем площадь поперечного сечения ригеля

$$A = 300 \cdot 800 + 2 \frac{20 \cdot 400}{2} + 350 \cdot 100 + 2 \frac{175 \cdot 300}{2} = 3355 \cdot 10^2 \text{ мм}^2.$$

Статический момент относительно нижней грани сечения

$$S = 300 \cdot 400 \cdot 600 + 100 \cdot 650 \cdot 350 + 300 \cdot 300 \cdot 150 + 2 \cdot 400 \cdot 533 + 175 \cdot 300 \cdot 200 = 123014 \cdot 10^3 \text{ мм}^3.$$

Расстояние от центра тяжести сечения до нижней грани ригеля

$$y = \frac{S}{A} = \frac{123014 \cdot 10^3}{3355 \cdot 10^2} = 366 \text{ мм}$$

и до верхней грани $h - y = 800 - 366 = 434$ мм.

Определяем моменты инерции сечений элементов относительно центров тяжести и их жесткости:
ригеля:

$$\begin{aligned} I_s = & \frac{300 \cdot 400^3}{12} + 300 \cdot 400 (434 - 200)^2 + \frac{650 \cdot 100^3}{12} + \\ & + 650 \cdot 100 (366 - 350)^2 + \frac{300 \cdot 300^3}{12} + 300 \cdot 300 (366 - 150)^2 + \\ & + 2 \frac{20 \cdot 400^3}{36} + 2 \frac{20 \cdot 400}{2} \cdot \left(434 - \frac{2}{3} \cdot 400\right)^2 + 2 \frac{175 \cdot 300}{36} + \\ & + 2 \frac{175}{2} \cdot 300 \left(366 - \frac{2}{3} \cdot 300\right)^2 = 154,3 \cdot 10^8 \text{ мм}^4; \end{aligned}$$

$$i_1 = \frac{E_{b1} I_s}{l_{01}} = \frac{E_{b1} \cdot 154,3 \cdot 10^8}{8900} = E_{b1} \cdot 17,33 \cdot 10^5 \text{ мм}^3;$$

стоек рамы 1:

$$I_{1,s} = \frac{bh^3}{12} = \frac{400 \cdot 400^3}{12} = 21,3 \cdot 10^8 \text{ мм}^4;$$

$$i_2 = \frac{E_{b2} I_{1,s}}{l_{02}} = \frac{E_{b2} \cdot 21,3 \cdot 10^8}{2400} = E_{b2} \cdot 8,88 \cdot 10^5 \text{ мм}^3;$$

стоек рамы 2:

$$I_{2,s} = \frac{bh^3}{12} = \frac{400 \cdot 400^3}{12} = 21,3 \cdot 10^8 \text{ мм}^4;$$

$$i_3 = \frac{E_{b2} I_{2,s}}{l_{03}} = \frac{E_{b2} \cdot 21,3 \cdot 10^8}{4800} = E_{b2} \cdot 4,44 \cdot 10^5 \text{ мм}^3;$$

крайних иверху средних стоек рамы 3:

$$I_{3,s} = \frac{bh^3}{12} = \frac{400 \cdot 400^3}{12} = 21,3 \cdot 10^8 \text{ мм}^4;$$

$$i_3 = \frac{E_{b2} I_{2,s}}{l_{03}} = E_{b2} \cdot 4,44 \cdot 10^5 \text{ мм}^3;$$

средних стоек рамы 3 внизу:

$$I'_{3,s} = \frac{bh^3}{12} = \frac{400 \cdot 600^3}{12} = 72 \cdot 10^8 \text{ мм}^4;$$

$$i'_3 = \frac{E_{b2} I'_{3,s}}{l_{03}} = \frac{E_{b2} \cdot 72 \cdot 10^8}{4800} = E_{b2} \cdot 15 \cdot 10^5 \text{ мм}^3;$$

средних стоек рамы 4верху и внизу $I_{4,s} = 72 \cdot 10^8 \text{ мм}^4$;

$$i'_4 = i'_3 = E_{b2} \cdot 15 \cdot 10^5 \text{ мм}^3;$$

крайних стоек рамы 4верху и внизу $I_{4,s} = 21,3 \cdot 10^8 \text{ мм}^4$;

$$i_4 = i_3 = E_{b2} \cdot 4,44 \cdot 10^5 \text{ мм}^3.$$

Отношение суммы жесткостей стоек, примыкающих к узлам рам, к жесткости ригеля:

для рамы 1

$$\frac{i_2}{i_1} = \frac{2,7 \cdot 10^4 \cdot 8,88 \cdot 10^5}{2,9 \cdot 10^4 \cdot 17,33 \cdot 10^5} = 0,48,$$

где $i_2 = E_{b2} \cdot 8,88 \cdot 10^5 \text{ мм}^3$; $i_1 = E_{b1} \cdot 17,33 \cdot 10^5 \text{ мм}^3$, здесь $E_{b2} = 2,7 \cdot 10^4 \text{ МПа}$; $E_{b1} = 2,9 \cdot 10^4 \text{ МПа}$;

для рамы 2

$$\frac{i_3 + i'_3}{i_1} = \frac{2,7 \cdot 10^4 (4,44 + 15) \cdot 10^5}{2,9 \cdot 10^4 \cdot 17,33 \cdot 10^5} = 0,48;$$

для рамы 3:

у крайних узлов — 0,48;

у средних

$$\frac{i_2 + i'_3}{i_1} = \frac{2,7 \cdot 10^4 (4,44 + 15) \cdot 10^5}{2,9 \cdot 10^4 \cdot 17,33 \cdot 10^5} = 1,04;$$

для рамы 4:
у крайних узлов

$$\frac{i_4 + 1,5i_4}{i_1} = \frac{2,7 \cdot 10^4}{2,9 \cdot 10^4} \cdot \frac{(4,44 + 1,5 \cdot 4,44) \cdot 10^6}{17,33 \cdot 10^6} = 0,6;$$

у средних

$$\frac{i'_4 + 1,5i'_3}{i_1} = \frac{2,7 \cdot 10^4 \cdot (15 + 1,5 \cdot 15) \cdot 10^6}{2,9 \cdot 10^4 \cdot 17,33 \cdot 10^6} = 2,01.$$

4.3.6. Расчет рам на вертикальные нагрузки

Произведя все предварительные вычисления, приступаем к статическому расчету одноэтажных рам, используя данные табл. 19 прил. 7. По этим таблицам определяем коэффициенты α и β путем линейной интерполяции.

Вычисление опорных изгибающих моментов в ригелях рам первого этажа от действия постоянной (схема загрузки I) и различных загрузок временной нагрузок даны в табл. 4.4. В этой таблице загрузки временной нагрузкой приведены только через пролет (схема загрузки II — первый и третий пролеты, схема III — только второй). Эти загрузки дают максимальные пролетные моменты. Для получения максимальных по абсолютной величине опорных моментов требуется еще одновременное нагружение временной нагрузкой первого и второго пролетов. Тогда при суммировании моментов от постоянной и всех возможных загрузок временной нагрузки можно получить огибающую эпюру изгибающих моментов в упругой балке. Затем, учитывая пластические деформации бетона, обычно производят перераспределение (выравнивание) моментов огибающей эпюры. В результате выравнивания изгибающих моментов максимальные опорные моменты обычно уменьшают на 20—30 % для приближения значений опорных и пролетных моментов, что обеспечивает экономичность армирования. При загрузках временной нагрузкой через пролет (загрузки II и III табл. 4.4) опорные моменты составляют примерно 70 % максимально возможных. Поэтому в этом случае отпадает необходимость выравнивания моментов и полученную эпюру моментов при загрузках по схемам I + II и I + III можно приближенно считать выравненной.

Из табл. 4.4 видно, что в результате такого расчета вычислены только значения опорных моментов M_A , M_{BA} , M_{BC} . Пролетные изгибающие моменты в ригелях с небольшой погрешностью можно вычислить из условия, что полусумма опорных моментов плюс момент в середине пролета равны балочному моменту $M_0 = \frac{(g+v)l^2}{8}$ (при равномерно-распределенной нагрузке).

Значения пролетных моментов однопролетного ригеля в сечениях 0,25l и 0,75l приближенно можно принять равными 0,75M₀.

Так, при схеме загрузки I + II (табл. 4.4) для рамы 4 и действия постоянной и временной длительной нагрузок опорные моменты $M_A = -296,75$ кН · м и $M_{BA} = -641,07$ кН · м.

Таблица 4.4

№ схемы нагрузки	Схема нагрузки	Опорные изгибающие моменты $M = (\alpha\gamma + \beta v) l^2$			
		M_A , кНм	M_{BA} , кНм	M_{BC} , кНм	M_{CB} , кНм
I		$\alpha\gamma_8 l_1^2 =$ $= -0,033 \times$ $\times 44,56 \times$ $\times 8,8^2 =$ $= -113,87$	$\alpha\gamma_8 l_1^2 =$ $= -0,094 \times$ $\times 44,56 \times$ $\times 8,8^2 =$ $= -324,57$	$\alpha\gamma_8 l_2^2 =$ $= -0,086 \times$ $\times 44,56 \times$ $\times 9^2 =$ $= -310,4$	-310,4
		Длительная			
II		$\beta v_5 l_1^2 =$ $= -0,041 \times$ $\times 57,6 \times$ $\times 8,8^2 =$ $= -182,88$	$\beta v_5 l_1^2 =$ $= -0,071 \times$ $\times 57,60 \times$ $\times 8,8^2 =$ $= -316,7$	$\beta v_5 l_2^2 =$ $= 0,014 \times$ $\times 57,6 \times$ $\times 9^2 =$ $= -65,32$	-65,32
		Кратковременная			
III		$\beta v_5 l_1^2 =$ $= +0,0082 \times$ $\times 57,60 \times$ $\times 8,8^2 =$ $= +36,58$	$\beta v_5 l_1^2 =$ $= -0,023 \times$ $\times 57,60 \times$ $\times 8,8^2 =$ $= -102,59$	$\beta v_5 l_2^2 =$ $= -0,07 \times$ $\times 57,6 \cdot 9^2 =$ $= -331,26$	-331,26
		Кратковременная			
I + II (сумма постоян- ной и вре- менной длитель- ной на- грузки)		$-113,87 -$ $-182,88 =$ $= -296,75$	$-324,37 -$ $-316,7 =$ $= -641,07$	$-310,4 -$ $-65,32 =$ $= -375,72$	-375,72
		Длительная			

№ схемы нагрузки	Схема нагрузки	Опорные изгибающие моменты $M = (\alpha g + \beta v) l^2$			
		M_A , кНм	M_{BA} , кНм	M_{BC} , кНм	M_{CB} , кНм
I + III (то же)		-113,87 + + 36,58 = = -77,29	-324,37 - - 102,59 = = -426,96	-310,4 - - 331,26 = = -641,66	-641,66

Максимальный балочный изгибающий момент при действии тех же нагрузок

$$M_{01} = \frac{(g_8 + v_6) l_1^2}{8} = \frac{(44,56 + 57,6) \cdot 8,8^2}{8} = 988,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Полусумма опорных моментов

$$\frac{M_A + M_{BA}}{2} = \frac{(296,75 + 641,07)}{2} = -468,9 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Таким образом, максимальный положительный пролетный момент (рис. 4.6)

$$M_1 = M_{01} - \frac{(M_A + M_{BA})}{2} = 988,9 - 468,9 = 520 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

В сечениях $0,25l_1$ и $0,75l_1$:

$$M_{0,25l_1} = 0,75M_0 - [1/4 (M_{BA} - M_A) + M_A] = 0,75 \cdot 988,9 - [1/4 (641,07 - 296,75) + 296,75] = 358,87 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{0,75l_1} = 0,75M_0 - [3/4 (M_{BA} - M_A) + M_A] = 0,75 \cdot 988,9 - [3/4 (641,7 - 296,75) + 296,75] = 186,24 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

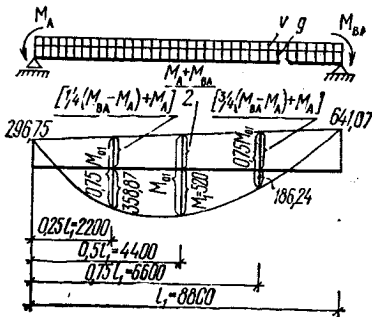


Рис. 4.6. Вычисление значений пролетных изгибающих моментов в первом пролете ригеля при известных опорных моментах

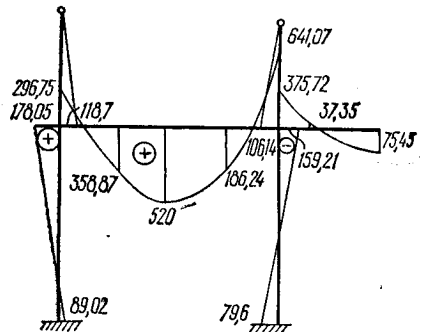


Рис. 4.7. Эпюра изгибающих моментов в раме 4 при действии суммы постоянной и временной длительной нагрузок по схеме заграждения I + II

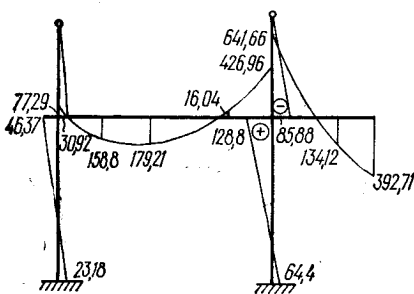


Рис. 4.8. Эпюры изгибающих моментов в раме 4 при действии суммы постоянной и временной длительной нагрузок по схеме I + III

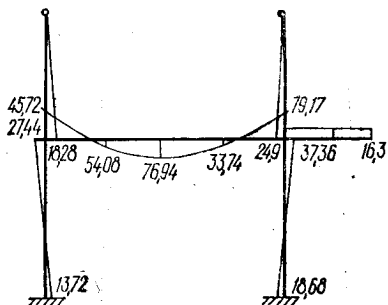


Рис. 4.9. Эпюры изгибающих моментов в раме 4 при действии временной нагрузки по схеме загрузения II

В ригеле среднего пролета при той же схеме загрузения (I + II) опорные моменты $M_{BC} = M_{CB} = -375,72$ кН · м.

Соответствующий балочный момент при действии только постоянной нагрузки

$$M_{02} = \frac{g_8 l_2^2}{8} = \frac{44,56 \cdot 9^2}{2} = 451,17 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

так как при этой схеме загрузения в среднем пролете действует только постоянная нагрузка.

Тогда максимальный положительный пролетный момент

$$M_2 = M_{02} - \frac{M_{BC} + M_{CB}}{2} = 451,17 - \frac{375,72 + 375,72}{2} = 75,45 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

В сечениях $0,25l_2$ и $0,75l_2$ изгибающие моменты одинаковы:

$$M_{0,25l_2} = M_{0,75l_2} = 0,75M_{02} - M_{BC} = 0,75 \cdot 451,17 - 375,72 = 37,35 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Подобные вычисления проделаны для рамы 4 при схемах загрузения I + II и I + III и действии постоянной и временной длительной нагрузок, и приведены соответственно на рис. 4.7 и 4.8.

Изгибающие моменты в стойках при этой же схеме загрузения вычислены по данным приложения.

Тогда изгибающий момент понизу крайней стойки второго этажа:

$$M = M_A \frac{i_4}{i_4 + 1,5i_3} = 296,75 \frac{4,44 \cdot 10^5}{(4,44 + 1,5 \cdot 4,44) \cdot 10^5} = 118,7 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Изгибающий момент поверху крайней стойки первого этажа

$$M' = M_A \frac{1,5i_3}{i_4 + 1,5i_3} = 296,75 \frac{1,5 \cdot 4,44 \cdot 10^5}{(4,44 + 1,5 \cdot 4,44) \cdot 10^5} = 178,05 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Понизу этой же стойки изгибающий момент равен половине его значения на противоположном конце, то есть $0,5 \cdot 178,05 = 89,02$ кН · м.

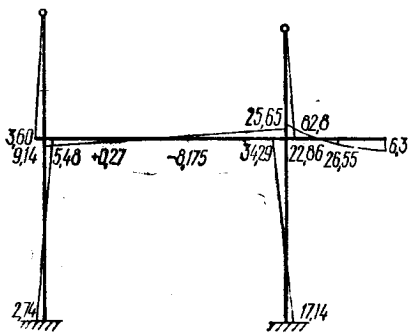


Рис. 4.10. То же, при схеме загрузки-
жения III

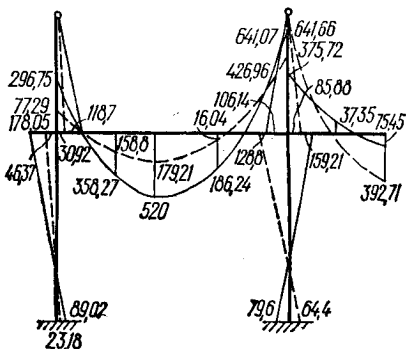


Рис. 4.11. Эпюры изгибающих моментов в
раме 4 при загрузении постоянной и времен-
ной длительной нагрузками по схемам I + II;
I + III (сплошная линия — от действия g и
 v по схеме I + II, штриховая — то же, по
схеме I + III)

В средней стойке при том же загрузении:

$$M = (M_{BA} - M_{BC}) \frac{i'_4}{i'_4 + 1,5i'_3} = (641,07 - 375,72) \frac{15 \cdot 10^5}{(15 + 1,5 \cdot 15) \cdot 10^5} = 106,14 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M' = (M_{BA} - M_{BC}) \frac{1,5i'_3}{i'_4 + 1,5i'_3} = (641,07 - 375,72) \frac{1,5 \cdot 15 \cdot 10^5}{(15 + 1,5 \cdot 15) \cdot 10^5} = 159,21 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Для дальнейшего расчета и вычисления основных сочетаний усилий I и II необходимы эпюры изгибающих моментов от действия только кратковременной нагрузки. Эпюры изгибающих моментов при действии кратковременной нагрузки по схемам II и III приведены соответственно на рис. 4.9 и 4.10. Они получены аналогично эпюрам, приведенным на рис. 4.7, 4.8.

На рис. 4.11 приведена эпюра изгибающих моментов для ригеля и стоек нижнего этажа при загрузении постоянной и длительной временной нагрузками по схемам I + II, I + III. На этом рисунке видны максимальные усилия, возникающие во всех сечениях при действии вышеуказанных нагрузок.

Поперечные силы в каждом пролете ригеля можно вычислить как в однопролетной балке, загруженной нагрузками и опорными моментами, возникающими при той же схеме загрузения.

Так, в первом пролете

$$Q_A = Q_0 + \frac{-M_A + M_{BA}}{l_1};$$

$$Q_{BA} = -Q_0 + \frac{-M_A + M_{BA}}{l_1},$$

где Q_0 — поперечная сила однопролетной балки:

Таблица 4.5

№ схема загрузки	Поперечные силы			
	Q_A , кН	Q_{BA} , кН	Q_{BC} , кН	Q_{CB} , кН
II (кратковременная нагрузка)	$Q_A = Q_0 + \frac{-M_A + M_{BA}}{l_1} =$ $= 63,36 + \frac{45,72 - 79,17}{8,8} = 60,24$	$Q_{BA} = -Q_0 + \frac{-M_A + M_{BA}}{l_1} =$ $= -63,36 - 3,12 = -66,48$	$Q_{BC} = 0$	$Q_{CB} = 0$
III (кратковременная нагрузка)	$Q_A = Q_0 + \frac{-M_A + M_{BA}}{l_1} =$ $= 0 + \frac{-9,14 - 25,65}{8,8} = -3,95$	$Q_{BA} = -3,95$	$Q_{BC} = Q_{01} =$ $= 64,8$	$Q_{CB} = -Q_{BC} =$ $= -64,8$
I + II (сумма постоянной и временной длительной нагрузок)	$Q_A = Q_0 + \frac{-M_A + M_{BA}}{l_1} =$ $= 449,57 + \frac{296,75 - 641,07}{8,8} = 410,44$	$Q_{BA} = -Q_0 + \frac{-M_A + M_{BA}}{l_1} =$ $= -449,5 + \frac{296,75 - 641,07}{8,8} =$ $= -488,7$	$Q_{BC} = Q_{01} =$ $= 200,52$	$Q_{CB} = Q_{BC} =$ $= -200,52$
I + III (сумма постоянной и временной длительной нагрузок)	$Q_A = Q_0 + \frac{-M_A + M_{BA}}{l_1} = 196,06 +$ $+ \frac{77,29 - 426,96}{8,8} = 156,32$	$Q_{BA} = -Q_0 + \frac{-M_A + M_{BA}}{l_1} =$ $= -196,06 + \frac{77,29 - 426,96}{8,8} =$ $= -235,8$	$Q_{BC} = Q_{01} =$ $= 459,72$	$Q_{CB} = -Q_{BC} =$ $= -459,72$

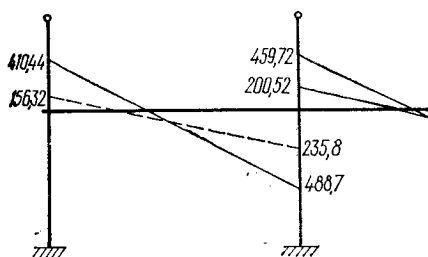


Рис. 4.12. Эпюры поперечных сил в ригеле первого пролета рамы 4

при постоянной и длительной временной нагрузке

$$Q_0 = \frac{(g_8 + v_6) l_1}{2} = \frac{(44,56 + 57,6) \cdot 8,8}{2} = 449,57 \text{ кН};$$

при постоянной нагрузке

$$Q_0 = \frac{g_8 l_1}{2} = \frac{44,56 \cdot 8,8}{2} = 196,06 \text{ кН};$$

при кратковременной временной нагрузке

$$Q_0 = \frac{v_4 l_1}{2} = \frac{14,4 \cdot 8,8}{2} = 63,36 \text{ кН}.$$

Тогда, например, поперечная сила при схеме I + II и действии постоянной и временной длительной нагрузок на опоре A

$$Q_A = Q_0 + \frac{-M_A + M_{BA}}{l_1} = +449,5 + \frac{+296,75 - 641,07}{8,8} = 410,44 \text{ кН};$$

на опоре B слева

$$Q_{BA} = -Q_0 + \frac{-M_A + M_{BA}}{l_1} = -449,5 + \frac{+296,75 - 641,07}{8,8} = -488,7 \text{ кН}.$$

В средних пролетах ригеля, так как опорные моменты M_{BC} и M_{CB} одинаковы, поперечные силы будут равны Q_0 , вычисленному от соответствующих загрузок (для среднего пролета). Например:

$$Q_{01} = \frac{(g_8 + v_6) l_2}{2} = \frac{(44,56 + 57,6) \cdot 9}{2} = 459,72 \text{ кН};$$

$$Q_{01} = \frac{v_4 l_2}{2} = \frac{14,4 \cdot 9}{2} = 64,8 \text{ кН};$$

$$Q_{01} = \frac{g_8 l_2}{2} = \frac{44,56 \cdot 9}{2} = 200,52 \text{ кН}.$$

Значения поперечных сил на опорах ригелей, вычисленные для схем загрузки I + II и I + III при действии постоянной и временной длительной нагрузок и отдельно от действия только кратковременной нагрузки по схемам II и III приведены в табл. 4.5 (схемы нагрузки см. табл. 4.4).

Эпюра поперечных сил приведена на рис. 4.12.

4.3.7. Расчет рам на ветровую нагрузку

Скоростной напор ветра при $\gamma_f = 1$ для I климатического района [9] для высоты до 10 м над поверхностью земли $g_{01} = g_0 k = 270 \times \times 0,65 \cdot 0,95 = 166,7 \text{ Н/м}^2$, где 0,65 — коэффициент, учитывающий изменение скоростного напора в зависимости от высоты и типа мест-

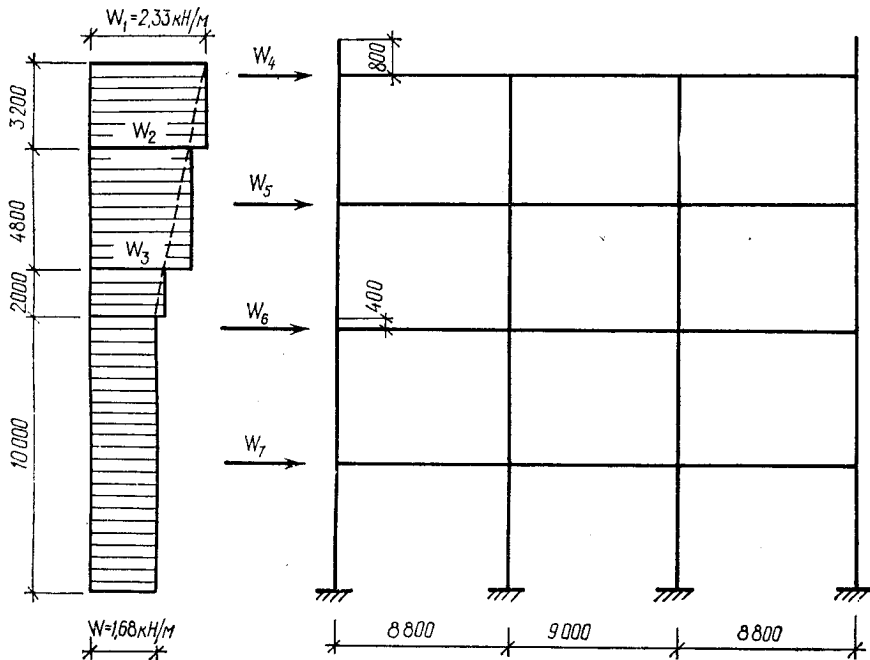


Рис. 4.13. Эпюра ветровой нагрузки, действующей на рамы здания

ности (табл. 7, [9]); принят тип местности Б; 0,95 — коэффициент надежности по назначению.

Для высоты от 10 до 20 м над поверхностью земли коэффициент $k = 0,9$. Тогда

$$g_{02} = 270 \cdot 0,9 \cdot 0,95 = 230,8 \text{ Н/м}^2 \approx 0,231 \text{ кН/м}^2.$$

Аэродинамические коэффициенты $c_1 = 0,8$, $c_2 = 0,6$.

Ветровая нагрузка на 1 м средней рамы (при шаге рам 6 м) при $\gamma_f = 1,2$:

для нижних этажей

$$w = g_{01} \gamma_f (c_1 + c_2) \cdot 6 = 0,167 \cdot 1,2 (0,8 + 0,6) \cdot 6 = 1,68 \text{ кН/м};$$

для верхних этажей

$$w_1 = g_{02} \gamma_f (c_1 + c_2) \cdot 6 = 0,231 \cdot 1,2 \cdot 1,4 \cdot 6 = 2,33 \text{ кН/м}.$$

С небольшой погрешностью трапециевидная часть эпюры ветровой нагрузки может быть заменена ступенчатой с максимальным значением ветровой нагрузки, действующей на каждой ступени (рис. 4.13).

Вычисляем значения w_2 и w_3 :

$$w_2 = (2,33 - 1,68) \frac{10 - 3,2}{10} + 1,68 = 2,12 \text{ кН/м};$$

$$w_3 = (2,33 - 1,68) \frac{10 - 8}{10} + 1,68 = 1,81 \text{ кН/м}.$$

Всю ветровую нагрузку приводим к сосредоточенным силам w , приложенным в уровне междуэтажных перекрытий. Их значения:

$$w_4 = w_1 \left(\frac{h_{03}}{2} + 0,8 \right) = 2,33 \left(\frac{4,8}{2} + 0,8 \right) = 7,46 \text{ кН};$$

$$w_5 = w_2 l_{03} = 2,12 \cdot 4,8 = 10,18 \text{ кН};$$

$$w_6 = w_3 \cdot 2 + w \left(\frac{l_{03}}{2} + 0,4 \right) = 1,81 \cdot 2 + 1,68 \left(\frac{4,8}{2} + 0,4 \right) = 8,32 \text{ кН};$$

$$w_7 = w l_{03} = 1,68 \cdot 4,8 = 8,06 \text{ кН}.$$

Определяем поперечные (ярусные) силы, которые приложены в середине высоты этажа:

$$Q_4 = w_4 = 7,46 \text{ кН}; \quad Q_3 = w_4 + w_5 = 7,46 + 10,18 = 17,64 \text{ кН};$$

$$Q_2 = w_4 + w_5 + w_6 = 7,46 + 10,18 + 8,32 = 25,96 \text{ кН};$$

$$Q_1 = w_4 + w_5 + w_6 + w_7 = 7,46 + 10,18 + 8,32 + 8,06 = 34,02 \text{ кН}.$$

Поперечные силы рамы следует распределить между крайними и средними стойками рамы в зависимости от отношения погонных жесткостей ригелей и стоек и в зависимости от суммы погонных жесткостей ригелей, примыкающих к узлу. По найденным поперечным силам стоек определяют значения моментов, принимая приближенно для всех стоек (кроме нижнего этажа) нулевые точки изгибающих моментов в середине высоты стойки. В стойках нижнего этажа нулевая точка принимается обычно на расстоянии $2/3$ высоты этажа от места заземления стоек. Суммарный момент на стойках в узлах рамы распределяют между ригелями пропорционально их жесткостям.

Крайние стойки рамы имеют меньшую жесткость, так как к ним примыкает ригель только с одной стороны. Поэтому они воспринимают несколько меньшую поперечную силу. Это можно учесть в расчете умножением жесткости крайних стоек на коэффициент β , который определяется в зависимости от отношения жесткости ригеля к жесткости крайней стойки, примыкающей к узлу снизу по табл. XXV.22 [14].

Для рамы первого этажа $\beta = 0,9$ независимо от соотношения жесткостей ригеля и стойки. Для рам второго и третьего этажей это соотношение

$$\frac{i_1}{i_3} = \frac{E_{b1} \cdot 17,33 \cdot 10^5}{E_{b2} \cdot 4,44 \cdot 10^5} = \frac{2,9 \cdot 10^4 \cdot 17,33 \cdot 10^5}{2,7 \cdot 10^4 \cdot 4,44 \cdot 10^5} = 4,2.$$

При соотношении жесткостей, равном 4.2, из табл. XXV. 22 [14] $\beta = 0,79$.

Для рамы четвертого этажа (рама 1)

$$\frac{i_1}{i_3} = \frac{E_{b1} \cdot 17,33 \cdot 10^2}{E_{b2} \cdot 8,88 \cdot 10^2} = \frac{2,9 \cdot 10^4 \cdot 17,33 \cdot 10^5}{2,7 \cdot 10^4 \cdot 8,88 \cdot 10^5} = 2,1;$$

$$\beta = 0,704.$$

Таблица 4.6

№ рамы	Поперечные силы, кН		Изгибающие моменты, кН·м	
	в крайних стойках	в средних стойках	в крайних стойках	в средних стойках
1	$Q'_4 = Q_4 \frac{I_{1,s}}{\sum I_{n,s}} = 7,46 \times \frac{14,99}{14,99 + 2 \cdot 21,3} = 7,46 \frac{14,99}{72,58} = 1,54$	$Q''_4 = Q_4 \frac{I_{1,s}}{\sum I_{n,s}} = 7,46 \frac{21,3}{72,58} = 2,19$	$M'_4 = Q'_4 \frac{l_{03}}{2} = 1,54 \frac{4,8}{2} = 3,7$	$M''_4 = Q''_4 \frac{l_{03}}{2} = 2,19 \frac{4,8}{2} = 5,26$
2	$Q'_3 = Q_3 \frac{I_{2,s}}{\sum I_{n,s}} = 17,64 \times \frac{16,83}{16,83 + 2 \cdot 16,83 + 2 \cdot 21,3} = 17,64 \frac{16,83}{76,26} = 3,89$	$Q''_3 = Q_3 \frac{I_{3,s}}{\sum I_{n,s}} = 17,64 \frac{21,3}{76,26} = 4,93$	$M'_3 = Q'_3 \frac{l_{03}}{2} = 3,89 \frac{4,8}{2} = 9,34$	$M''_3 = Q''_3 \frac{l_{03}}{2} = 4,93 \frac{4,8}{2} = 11,83$
3	$Q'_2 = Q_2 \frac{I_{3,s}}{\sum I_{n,s}} = 25,96 \frac{16,83}{2 \cdot 16,83 + 2 \cdot 21,3} = 25,96 \frac{16,83}{76,26} = 5,73$	$Q''_2 = Q_2 \frac{I_{3,s}}{\sum I_{n,s}} = 25,96 \frac{21,3}{76,26} = 7,25$	$M'_2 = Q'_2 \frac{l_{03}}{2} = 5,73 \frac{4,8}{2} = 13,75$	$M''_2 = Q''_2 \frac{l_{03}}{2} = 7,25 \frac{4,8}{2} = 17,4$
4	$Q'_1 = Q_1 \frac{I_{4,s}}{\sum I_{n,s}} = 34,02 \frac{19,17}{2 \cdot 19,17 + 2 \cdot 21,3} = 34,02 \frac{19,17}{80,94} = 8,06$	$Q''_1 = Q_1 \frac{I_{4,s}}{\sum I_{n,s}} = 34,02 \frac{21,3}{80,94} = 8,95$	<p>Вверху</p> $M_1 = Q'_1 \frac{h}{3} = 8,06 \frac{4,8}{3} = 12,89$ <p>Внизу</p> $M_1'' = Q''_1 \frac{2}{3} h = 8,06 \frac{2 \cdot 4,8}{3} = 25,79$	<p>Вверху</p> $M_1'' = Q''_1 \frac{h}{3} = 8,95 \frac{4,8}{3} = 14,32$ <p>Внизу</p> $M_1'' = Q''_1 \frac{2}{3} h = 8,95 \frac{2 \cdot 4,8}{3} = 28,64$

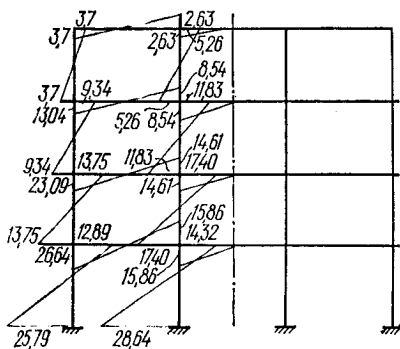


Рис. 4.14. Эпюра изгибающих моментов в раме здания от ветровой нагрузки

Эпюра моментов от ветровой нагрузки приведена на рис. 4.14.

Зная изгибающие моменты, действующие в стойках рамы, можно вычислить их в ригелях. Алгебраическую сумму моментов стоек, примыкающих к узлу рамы, распределяют между ригелями пропорционально их жесткостям. Из предыдущего расчета известно, что жесткости ригелей, примыкающих к узлу, равны. Так как жесткости ригелей во всех пролетах равны, то и изгибающие моменты в примыкающих к узлу ригелях получаются равными.

Как видно из эпюры изгибающих моментов от ветровой нагрузки, значения изгибающих моментов в ригелях невелики по сравнению с изгибающими моментами от вертикальных нагрузок.

В данном примере дальнейший расчет выполнен только для ригеля нижнего этажа.

Для суммирования изгибающих моментов в ригелях от действия вертикальных и ветровой нагрузок следует определить промежуточные ординаты эпюры моментов от ветра в сечениях $0,5l_1$ и $0,5l_2$. Это можно сделать путем простейших вычислений, учитывая направление ветра, дающее максимальные значения изгибающих моментов. Промежуточные значения изгибающих моментов в ригелях крайнего пролета, возникающих от ветровой нагрузки, приведены на рис. 4.15.

Для расчета ригеля следует вычислить первое и второе основные сочетания усилий. Дальнейший расчет ведется по максимальным усилиям.

В первое основное сочетание входят усилия от постоянных, длительных временных и одной кратковременной нагрузок. При этом усилие от кратковременной нагрузки должно учитываться без снижения.

Используя данные рис. 4.11, где приведены эпюры изгибающих моментов от действия постоянной и временной длительной нагрузок, можно определить первое основное сочетание изгибающих моментов. К последним должны быть добавлены изгибающие моменты от кратко-

Зная значения коэффициентов β , можно вычислить сниженные моменты инерции крайних стоек, которые будут введены в дальнейший расчет. У стоек первого этажа — $I_{4,s} = 21,3 \cdot 10^8 \cdot 0,9 = 19,17 \cdot 10^8 \text{ мм}^4$, второго и третьего этажей — $I_{2,s} = I_{3,s} = 21,3 \times 10^8 \cdot 0,79 = 16,83 \cdot 10^8 \text{ мм}^4$, четвертого этажа — $I_{1,s} = 21,3 \times 10^8 \cdot 0,704 = 14,99 \cdot 10^8 \text{ мм}^4$.

Поперечные силы распределяются между стойками яруса. Вычисленные поперечные силы и изгибающие моменты приведены в табл. 4.6.

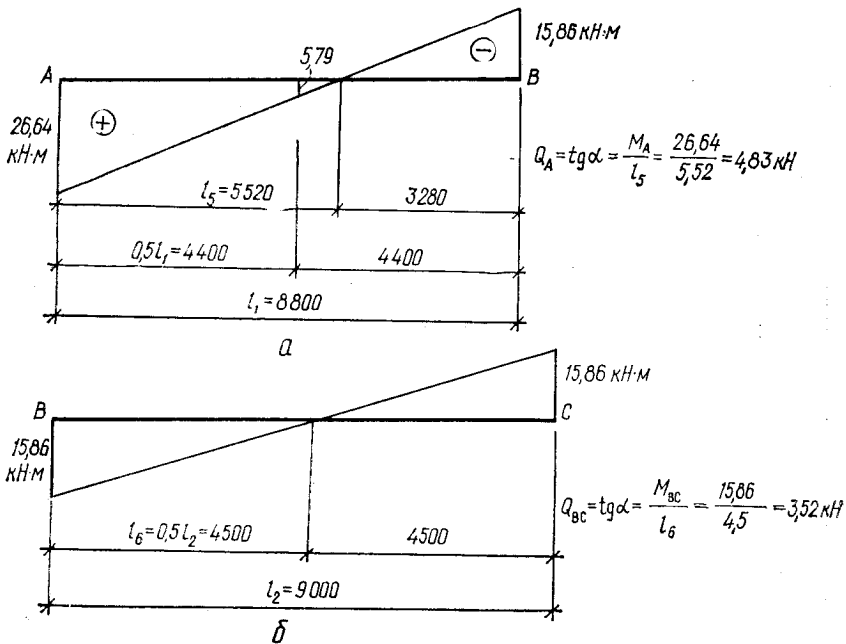


Рис. 4.15. Эпюры изгибающих моментов в ригелях рамы 4 от ветровой нагрузки слева. Вычисление значений поперечных сил:

a — в первом пролете; *б* — в среднем

временной или от ветровой нагрузок, то есть те, которые окажутся большими по значению.

В табл. 4.7 приведены первое и второе основные сочетания усилий в ригеле нижней рамы. Значения поперечных сил от ветровых нагрузок вычислены по зависимости

$$Q = \frac{dM}{dx} = \operatorname{tg} \alpha,$$

где α — угол наклона к оси балки соответствующей ветви эпюры изгибающих моментов.

В этом случае значение Q получалось как частное от деления опорного момента на пролет, соответствующий этой ветви эпюры моментов.

Из табл. 4.7 видно, что для расчета ригеля следует принять в одних случаях первое основное сочетание усилий, а в других — второе.

Во второе основное сочетание усилий включены усилия от постоянной, длительной временной, кратковременной и ветровой нагрузок. При этом усилия от кратковременной и ветровой нагрузок уменьшены на 10 %, то есть введен понижающий коэффициент, равный 0,9.

Изгибающие моменты от ветровой нагрузки взяты при направлении ветра, увеличивающем их значения.

Изгибающие моменты у граней опор ригелей:

Таблица 4.7 *

Сечения	Вид усилий	От постоянных и длительных временных нагрузок		От временных нагрузок		Основные сочетания усилий					
		нагрузки		кратковременной	ветровой	первое		второе		Схемы загрузки	
		I + II	I + III			I + II	I + III	I + II	I + III	I + II	I + III
		II	III	II	III	I + II	I + III	I + II	I + III		
У опоры А	М	-296,75	-77,29	-45,72	+9,14	-342,47	-103,93	-361,87	-101,26	-361,87	-101,26
	Q	+410,44	+156,32	+60,24	-3,95	+470,68	+161,15	+469	+160,67	+469	+160,67
l ₁ /2	М	+520	+179,21	+76,94	-8,175	+596,94	+185	+594,46	+184,42	+594,46	+184,42
	Q	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
у опоры В слева	М	-641,07	-426,96	-79,17	-25,65	-720,24	-453,61	-726,6	-465,22	-726,6	-465,22
	Q	-488,7	-235,8	-66,48	-3,95	-555,18	-240,63	-552,9	-243,7	-552,9	-243,7
у опоры В справа	М	-375,72	-641,66	-16,3	-82,8	-392,02	-724,46	-404,66	-730,45	-404,66	-730,45
	Q	+200,52	+459,72	-	+64,8	+204,04	+524,52	+203,69	+521,21	+203,69	+521,21
l ₂ /2	М	+75,45	+392,71	-16,3	+63	+59,15	+455,71	+60,78	+449,41	+60,78	+449,41
	Q	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-

* В таблице значения изгибающих моментов приведены в кН · м, а поперечных сил — в кН.

у опоры А

$$M'_A = M_A + Q_A \frac{h}{2} = -361,9 + 469 \frac{0,4}{2} = 268,1 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

у опоры В:

$$\text{слева } M'_{BA} = M_{BA} + Q_{BA} \frac{h}{2} = -726,6 + 552,9 \frac{0,6}{2} = 560,73 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$\text{справа } M'_{BC} = M_{BC} + Q_{BC} \frac{h}{2} = -730,5 + 521,2 \frac{0,6}{2} = 574,1 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Для расчета трещиностойкости ригеля следует определить опорные изгибающие моменты от нагрузок при $\gamma_f = 1$.

4.3.8. Расчет ригеля

Предварительное назначение сечения арматуры. Ригель первого пролета Р-1. В качестве рабочей продольной арматуры в пролете принята стержневая предварительно напрягаемая, класса А-IV. В первом пролете действует максимальный изгибающий момент $M = 596,94 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$ (табл. 4.7). Расчет выполняем по блок-схеме 6 прил. 4.

1. Задаемся рабочей высотой сечения $h_0 = h - a = 800 - 50 = 750 \text{ мм}$, где $a = 50 \text{ мм}$ (рис. 4.16).

2. Характеристика сжатой зоны бетона

$$\omega = \alpha - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 17 = 0,73,$$

где $\alpha = 0,85$ для тяжелых бетонов.

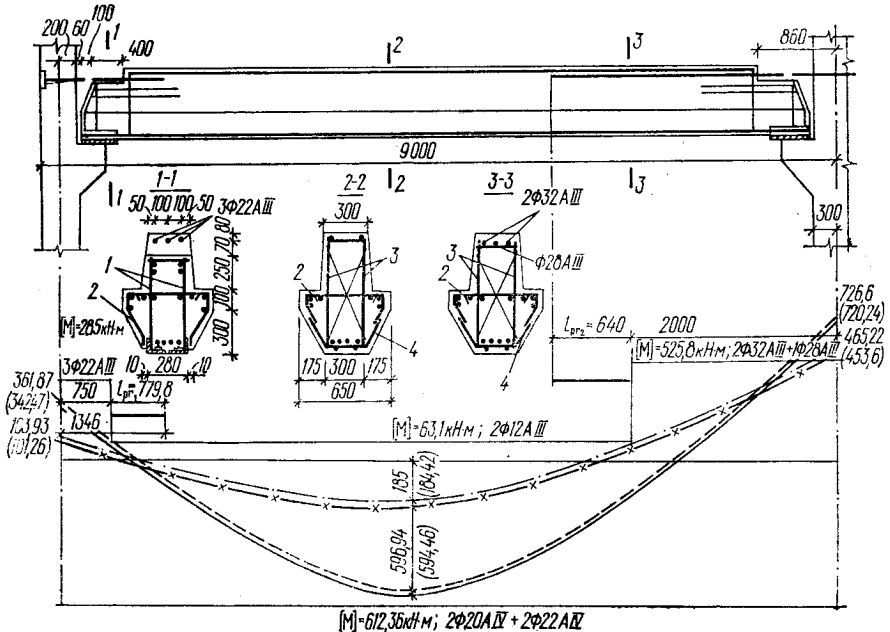


Рис. 4.16. Конструирование ригеля Р-1

3. В предварительном расчете принимаем $\gamma_{sp}\sigma_{sp,2} + \Delta\sigma_{sp} = 0,6 R_s$.
Напряжение в арматуре

$$\sigma_{sR} = R_s + 400 - 0,6 \cdot R_s = 510 + 400 - 0,6 \cdot 510 = 604 \text{ МПа.}$$

4. Коэффициент условия работы бетона $\gamma_{b2} = 0,9 < 1$.

5. Принимаем $\sigma_{sc,u} = 500$ МПа.

$$6. \xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,73}{1 + \frac{604}{500} \left(1 - \frac{0,73}{1,1}\right)} = 0,518.$$

7. Коэффициент

$$\alpha_m = \frac{M_f}{R_b \cdot b \cdot h_0^2} = \frac{596,94 \cdot 10^6}{15,3 \cdot 300 \cdot 750^2} = 0,231.$$

8. Относительная высота сжатой зоны бетона $\xi = 0,265$ (табл. 4 прил. 2).

9. Проверяем условие $\xi = 0,265 < \xi_R = 0,518$.

10. Коэффициент условия работы предварительно напрягаемой арматуры $\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) (2\xi/\xi_R - 1) = 1,2 - (1,2 - 1) \cdot (2 \times 0,265/0,518 - 1) = 1,18$, где $\eta = 1,2$ для арматуры класса А-IV.

11. Условие $\gamma_{s6} \leq \eta$ выполняется, так как $\gamma_{s6} = 1,18 < \eta = 1,2$.

12. Коэффициент $\zeta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,265 = 0,8675$.

13. Требуемая площадь сечения продольной рабочей арматуры:

$$A_{sp} = \frac{M_1 - R_s A_s \zeta \cdot h_{01}}{\gamma_{s6} R_s \zeta \cdot h_0} = \frac{596,94 \cdot 10^6 - 365 \cdot 226 \cdot 0,8675 \cdot 765}{1,18 \cdot 510 \cdot 0,8675 \cdot 750} = 1385 \text{ мм}^2,$$

где $A_s = 226 \text{ мм}^2$ ($2 \varnothing 12$ А III); $R_s = 365$ МПа; $h_{01} = h - a_1 = 800 - 35 = 765$ мм.

Принимаем $2 \varnothing 20$ А IV + $2 \varnothing 22$ А IV, $A_{sp1} = 628 + 760 = 1388 > 1385 \text{ мм}^2$ (табл. 5 прил. 2).

14. Коэффициент армирования

$$\mu = \frac{(A_{sp1} + A_s)}{b \cdot h_0} = \frac{(1388 + 226)}{300 \cdot 750} = 0,0071.$$

15. Условие $\mu > \mu_{min}$ выполняется, так как $\mu = 0,0071 > \mu_{min} = 0,005$.

16. Принятая арматура $2 \varnothing 20$ А IV и $2 \varnothing 22$ А IV достаточна.

На опоре В (слева) рабочая продольная арматура не подвергается предварительному напряжению и ее сечение подбираем по блок-схеме 4 прил. 4. Максимальный опорный момент у грани колонны $M_{BA} = 574,1 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}$.

1. Рабочая высота сечения $h_0 = h - a = 800 - 60 = 740$ мм, где $a = 60$ мм.

2. $\omega = \alpha - 0,008R_b = 0,73$ (из расчета пролетной арматуры).

3. $\gamma_{b2} = 0,9 < 1$.

4. Поэтому $\sigma_{sc,u} = 500$ МПа.

5. Относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{R_s}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,73}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,73}{1,1}\right)} = 0,585.$$

6. В нашем примере расчета ригель на опоре имеет тавровое сечение с трапециевидной полкой. Поэтому для подбора опорной арматуры используем зависимости раздела IV.7 [3].

$$\text{Тогда } \alpha_m = \frac{M'_{BA}}{R_b b_2 h_0^2} = \frac{574,1 \cdot 10^6}{15,3 \cdot 300 \cdot 740^2} = 0,228.$$

7. Относительную высоту сжатой зоны бетона определяем из кубического уравнения (VI.69) [4]:

$$n\xi - \frac{2n-1}{2}\xi^2 + \frac{n+1}{3}\xi^3 = \alpha_m, \text{ где } n = \frac{b_1}{b_2} = \frac{300}{300} = 1.$$

$$\text{Отсюда } \xi - 0,5\xi^2 + 0,666\xi^3 = 0,229.$$

8. Решив кубическое уравнение, получим $\xi = 0,235$.

9. Условие $\xi < \xi_R$ выполняется, так как $\xi = 0,235 < \xi_R = 0,585$.

11. Площадь сечения опорной рабочей арматуры определяем по зависимости (IV. 70) [4]:

$$R_s A_s = R_b b_2 h_0 [n\xi - 0,5\xi^2 (n-1)] = R_b b_2 h_0 \xi,$$

где $n = 1$ в данном примере.

$$\text{Тогда } A_s = \frac{R_b b_2 h_0 \cdot \xi}{R_s} = \frac{15,3 \cdot 300 \cdot 740 \cdot 0,235}{365} = 2186,9 \text{ мм}^2, \text{ где } R_s =$$

$= 365$ МПа для стержней диаметром более 10 мм класса А-III.

Принимаем 2 \varnothing 32АIII и 1 \varnothing 28АIII $A_s = 1608 + 615,8 =$

$= 2223,8 \text{ мм}^2 > 2186,9 \text{ мм}^2$.
На опоре А максимальный изгибающий момент у грани крайней колонны $M'_A = 268,1 \cdot 10^6$ Н · мм. Расчет выполняем по блок-схеме 4 прил. 4. Пункты 1—5 аналогичны вычислениям на опоре В.

$$6. \text{ Коэффициент } \alpha_m = \frac{M_A}{R_b b_2 h^2} = \frac{268,1 \cdot 10^6}{15,3 \cdot 300 \cdot 740^2} = 0,106.$$

7. Для этой опоры получаем кубическое уравнение $\xi - 0,5\xi^2 + 0,666\xi^3 - 0,106 = 0$.

8. Решив кубическое уравнение, получим значение $\xi = 0,111$.

9. Условие $\xi < \xi_R$ выполняется, так как $\xi = 0,111 < \xi_R = 0,585$.

11. Площадь сечения опорной арматуры

$$A_s = \frac{R_b b_2 h_0 \xi}{R_s} = \frac{15,3 \cdot 300 \cdot 740 \cdot 0,111}{365} = 1032,9 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 3 \varnothing 22АIII $A_s = 1140 \text{ мм}^2 > 1032,9 \text{ мм}^2$.

Если не учитывать полку таврового сечения при подборе опорной арматуры в ригеле данной формы поперечного сечения, то требуемая площадь арматуры будет отличаться от вычисленной не более, чем на 5 %.

Определение площади сечения пролетной предварительно напрягаемой и опорной ненапрягаемой арматур для ригеля второго пролета Р-2 выполняем аналогично расчету ригеля Р-1.

4.3.9. Геометрические характеристики приведенного сечения

Расчет выполняем по блок-схеме 22 прил. 4.

1. Из предыдущего расчета известна площадь сечения бетона ригеля $A = 3355 \cdot 10^2 \text{ мм}^2$.

2. Площадь продольной арматуры ригеля P -1

$$A_s = A_{sp} + \sum A_s + \sum A'_s = 1388 + 226 + 226 = 1840 \text{ мм}^2.$$

3. Проверяем условие $0,008 A > A_s$:

$$0,008 A = 0,008 \cdot 3355 \cdot 10^2 = 26,84 \cdot 10^2 = 2684 \text{ мм}^2.$$

5'. Так как $0,008 A > A_s$, то геометрические характеристики сечения определяем без учета продольной арматуры. Тогда

$$A_{red} = A = 3355 \cdot 10^2 \text{ мм}^2.$$

6'. Статический момент площади приведенного сечения относительно нижней грани из предыдущего расчета

$$S_{red} = 123014 \cdot 10^3 \text{ мм}^3.$$

7'. Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней грани

$$y = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{123014 \cdot 10^3}{3355 \cdot 10^2} = 366 \text{ мм}.$$

8'. Момент инерции приведенного сечения ригеля относительно его центра тяжести:

$$I_{red} = I_s = 154,3 \cdot 10^8 \text{ мм}^4.$$

9. Момент сопротивления приведенного сечения для крайнего нижнего волокна

$$W_{red} = \frac{I_{red}}{y} = \frac{154,3 \cdot 10^8}{366} = 42158460 = 42,158 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

10. Момент сопротивления приведенного сечения для крайнего волокна с учетом неупругих деформаций бетона определяем упрощенно:

$$W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,75 \cdot 42158460 = 73777300 = 73,77 \cdot 10^6 \text{ мм}^3;$$

то есть при $\frac{b_f}{b} = \frac{650}{300} = 21$

$$\frac{h'_f}{h} = \frac{400}{800} = 0,5 > 0,2; \quad \gamma = 1,75$$

(табл. 9, прил. 3).

11. Момент сопротивления приведенного сечения для крайнего верхнего волокна

$$W'_{red} = \frac{I_{red}}{h - y} = \frac{154,3 \cdot 10^8}{800 - 366} = 35,5 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

12. Момент сопротивления приведенного сечения для крайнего верхнего волокна с учетом неупругих деформаций бетона и полки в растянутой зоне

$$W'_{pl} = \gamma' W'_{red} = 1,75 \cdot 35,5 \cdot 10^6 = 62,2 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

4.3.10. Определение потерь предварительного напряжения арматуры

Начальное предварительное напряжение принимаем из условия

$$\sigma_{sp} + p \leq R_{s, ser}; \quad \sigma_{sp} - p \geq 0,3R_{s, ser}.$$

При механическом натяжении $P = 0,05\sigma_{sp}$.

Тогда $\sigma_{sp} + 0,05\sigma_{sp} \leq R_{s, ser} = 590 \text{ МПа}$ и $\sigma_{sp} = \frac{590}{1,05} = 561,9 \text{ МПа}$.

Принимаем $\sigma_{sp} = 560 \text{ МПа} > 0,3 \cdot 590 = 177 \text{ МПа}$.

Расчет ведем по блок-схеме 1 прил. 4.

Первые потери. 2. От релаксации напряжений в арматуре при механическом способе натяжения стержневой арматуры

$$\sigma_1 = 0,1\sigma_{sp} - 20 = 0,1 \cdot 560 - 20 = 36 \text{ МПа}.$$

3. Так как $\sigma_1 > 1$, то оставляем $\sigma_1 = 36 \text{ МПа}$.

4. От температурного перепада σ_2 .

В данном примере расчета Δt неизвестна. Поэтому при классе бетона В30 принимаем

$$\sigma_2 = 80 \text{ МПа}.$$

7. От деформации анкеров натяжных устройств

$$\sigma_3 = \frac{1,25 + 0,15d}{l} = \frac{1,25 + 0,15 \cdot 22}{10000} = 86,5 \text{ МПа},$$

где d — диаметр стержня, мм; l — расстояние между наружными гранями упоров форм, мм; принимаем это расстояние равным 10000 мм.

8. От трения арматуры об огибающие приспособления. Так как арматура прямолинейна, $\sigma_4 = 0$.

12. От деформации стальных форм. При отсутствии данных о конструкции и технологии изготовления можно принять

$$\sigma_5 = 30 \text{ МПа}.$$

Для определения потерь от быстронатекающей ползучести бетона σ_6 вычисляем:

13. Предварительное напряжение σ_{sp1} с учетом потерь $\sigma_{1,2,3,4,5}$

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3 - \sigma_4 - \sigma_5 = 560 - 36 - 80 - 86,5 - 0 - 30 = 327,5 \text{ МПа}.$$

14. Предварительно напрягаемая арматура в сжатой зоне отсутствует, поэтому $\sigma'_{sp1} = 0$.

15. Равнодействующая усилий в напрягаемой арматуре

$$P = \sigma_{sp1} A_{sp} + \sigma'_{sp1} A'_{sp} = 327,5 \cdot 1388 = 454570 \text{ Н}.$$

16. Эксцентриситет приложения P относительно центра тяжести приведенного сечения

$$e_{op} = \frac{\sigma_{sp1} A_{sp} y_{sp} - \sigma'_{sp} A_{sp}' y_{sp}'}{P} = \frac{327,5 \cdot 1388 \cdot 316 - 0}{454570} = 316 \text{ мм,}$$

где $y_{sp} = y_p - a_{sp} = 366 - 50 = 316$ мм.

17. Сжимающие напряжения в бетоне на уровне центра тяжести арматуры

$$\sigma_{bp} = \frac{P}{A_{red}} + \frac{P \cdot e_0 \cdot y_{sp}}{I_{red}} - \frac{M_g y_{sp}}{I_{red}} = \frac{454570}{3355 \cdot 10^2} + \frac{454570 \cdot 316 \cdot 316}{154,3 \cdot 10^8} - \frac{84,1 \cdot 316}{154,3 \cdot 10^8} = 2,57 \text{ МПа,}$$

где M_g — изгибающий момент от веса ригеля,

$$M_g = \frac{g'_0 l_1^2}{8} = \frac{8,69 \cdot 8800^2}{8} = 84,1 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$$

18. То же, для крайнего верхнего волокна

$$\sigma'_{bp} = \frac{P}{A_{red}} - \frac{P e_0 (h - y)}{I_{red}} + \frac{M_g y_{sp}}{I_{red}} = \frac{454570}{3355 \cdot 10^2} - \frac{454570 \cdot 316 \cdot 434}{154,3 \cdot 10^8} + \frac{84,1 \cdot 10^6 \cdot 316}{154,3 \cdot 10^8} = -0,97 < 0.$$

Поэтому $\sigma'_s = 0$.

19. Коэффициент $\alpha = 0,25 + 0,025 R_{bp} = 0,25 + 0,025 \cdot 24 = 0,85$.

20. Так как $\alpha = 0,85 > 0,8$, то принимаем $\alpha = 0,8$

$$\sigma_{bp}/R_{bp} = 2,57/24 = 0,107 < \alpha = 0,8.$$

21. Поэтому $\sigma_s = \frac{34 \sigma_{bp}}{R_{bp}} = \frac{34 \cdot 2,57}{24} = 3,64$ МПа.

26. Итого, первые потери

$$\sigma_{i1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6 = 36 + 80 + 86,5 + 0 + 30 + 3,64 = 236,14 \text{ МПа.}$$

Вторые потери. От усадки бетона, подвергнутого тепловой обработке, $\sigma_s = 35$ МПа.

27. Потери от ползучести бетона вычисляем с уточнением σ_{bp1} при учете изгибающего момента M_g от веса ригеля и усилия P_1 предварительного обжатия с учетом потерь

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{i1} = 560 - 236,14 = 323,86 \text{ МПа.}$$

28. Напряжения в ненапрягаемой арматуре A_s

$$\sigma_s = \sigma_6 = 3,64 \text{ МПа.}$$

$$29. P_1 = \sigma_{sp1} A_{sp} - \sigma_s A_s = 323,86 \cdot 1388 - 3,64 \cdot 226 = 448695,06 \text{ Н.}$$

30. Эксцентриситет

$$e_{op1} = \frac{\sigma_{sp1} A_{sp} y_{sp} - \sigma_s A_s y_s}{P_1} = \frac{323,86 \cdot 1388 \cdot 316 - 3,64 \cdot 226 \cdot 331}{448695,06} = 315,9 \text{ мм,}$$

где y_s — расстояние от центра тяжести арматуры A_s до центра тяжести приведенного сечения, $y_s = y - a_s = 366 - 35 = 331$ мм.

31. Напряжение

$$\sigma_{bp1} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1 e_{op1} y_{sp}}{I_{red}} - \frac{M_g y_{sp}}{I_{red}} = \frac{448695,06}{3355 \cdot 10^3} + \frac{448695,06 \cdot 315,9 \cdot 316}{154,3 \cdot 10^8} - \frac{84,1 \cdot 10^6 \cdot 316}{154,3 \cdot 10^8} = 2,52 \text{ МПа.}$$

32.

$$\sigma'_{bp1} = \frac{P_1}{A_{red}} - \frac{P_1 e_{op1} (h - y)}{I_{red}} + \frac{M_g (h - y)}{I_{red}} = \frac{448695,06}{3355 \cdot 10^3} - \frac{448695,06 \cdot 315 (800 - 366)}{154,3 \cdot 10^8} + \frac{84,1 \cdot 10^6 (800 - 366)}{154,3 \cdot 10^8} = -0,273 \text{ МПа} < 0;$$

$$\sigma_s = 0.$$

Отношение $\sigma_{bp1}/R_{bp} = 2,52/24 = 0,105 < 0,75$.

33. Ригель подвергается тепловой обработке при изготовлении, поэтому потери от ползучести бетона

$$\sigma_9 = 128 \sigma_{bp1}/R_{bp} = 128 \cdot 2,52/24 = 13,44 \text{ МПа.}$$

35. Итого, вторые потери σ_{i2}

$$\sigma_{i2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 13,44 = 48,44 \text{ МПа.}$$

36. Суммарные потери $\sigma_l = \sigma_{i1} + \sigma_{i2}$

$$\sigma_l = \sigma_{i1} + \sigma_{i2} = 236,14 + 48,44 = 284,58 > 100 \text{ МПа.}$$

4.3.11. Окончательный расчет прочности нормальных сечений по изгибающему моменту

Расчет выполняем по блок-схеме 12 прил. 4 при $A'_{sp} = 0$, так как при расчете по максимальному пролетному моменту $M_1 = 596,94 \times 10^6$ Н · мм ригель рассчитывается как прямоугольный.

Расчет начинаем с п. 4. Значения h_0 и ω известны из предыдущего расчета.

$$4. \Delta\sigma_{sp} = 1500 \gamma_{sp} \sigma_{sp} / R_s - 1200 = 1500 \cdot 0,9 \cdot 560/510 - 1200 = 282,3 \text{ МПа,}$$

где $\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9$, так как при механическом способе натяжения арматуры значение $\Delta\gamma_{sp}$ принимается равным 0,1.

5. Значение $\Delta\sigma_{sp} = 282,3 > 0$.

$$6. \text{Напряжение } \sigma_{sR} = R_s + 400 - \gamma_{sp} \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} = 510 + 400 - 0,9 \cdot 275,42 - 282,3 = 379,8 \text{ МПа,}$$

где σ_{sp} — напряжение в предварительно напряженной арматуре с учетом полных потерь, $\sigma_{sp} = \sigma_{sp} - \sigma_l = 560 - 284,58 = 275,42$ МПа.

7. Коэффициент $\gamma_{bs} = 0,9$.

8'. $\sigma_{sc,u} = 500$ МПа.

10. Относительная граничная высота сжатой зоны бетона

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,73}{1 + \frac{379,8}{500} \left(1 - \frac{0,73}{1,1}\right)} = 0,582.$$

11. Высота сжатой зоны бетона

$$x = \frac{R_s A_{sp} + R_s A_s}{R_b b} = \frac{510 \cdot 1388 + 365 \cdot 226}{15,3 \cdot 300} = 172,2 \text{ мм.}$$

12. Относительная высота сжатой зоны бетона $\xi = x/h_0 = 172,2/750 = 0,23 > 0$.

13. Условие $\xi < \xi_R$ выполняется, так как $\xi = 0,23 < \xi_R = 0,582$.

14. Коэффициент

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1)(2\xi/\xi_R - 1) = 1,2 - (1,2 - 1)\left(2 \frac{0,23}{0,582} - 1\right) = 1,243.$$

Принимаем $\gamma_{s6} = 1,2$, где $\eta = 1,2$ для арматуры А-IV.

15. Условие $\gamma_{s6} = 1,2 \leq \eta = 1,2$.

Высота сжатой зоны с учетом γ_{s6}

$$x = \frac{\gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s}{R_b b} = \frac{1,2 \cdot 510 \cdot 1388 + 510 \cdot 226}{15,3 \cdot 300} = 210,2 \text{ мм.}$$

Относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi = x/h_0 = 210,2/750 = 0,28.$$

17. $\xi = 0,28 < \xi_R = 0,582$.

Проверяем прочность нормального сечения:

$$M_u = R_b b x (h_0 - 0,5x) = 15,3 \cdot 300 \cdot 210,2 (750 - 0,5 \cdot 210,2) = 620,8 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} > 596,94 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$$

Прочность ригеля достаточна.

4.3.12. Расчет прочности наклонных сечений ригеля первого пролета

Максимальное значение поперечной силы на опоре B $Q_{max} = 555,18 \text{ кН}$.

Расчет ведем по блок-схеме 14 прил. 4.

1. Рабочая высота сечения $h_0 = h - a = 800 - 60 = 740 \text{ мм}$.

$$2. q_1 = \left(g_s + \frac{v_4 + v_5}{2}\right) \frac{h_{01}}{h_0} = \left(44,56 + \frac{14,4 + 57,6}{2}\right) \frac{375}{740} = 40,82 \text{ кН/м,}$$

где h_{01} — рабочая высота сечения (расстояние от крайнего нижнего волокна до растянутой арматуры полки ригеля); соотношение $\frac{h_{01}}{h_0}$ введено, так как нагрузка на ригель передается в уровне полки, $h_{01} = 400 - 25 = 375 \text{ мм}$.

$$3. q_a = 0,16 \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b = 0,16 \cdot 1,5 (1 + 0,189) 1,08 \cdot 300 = 92,5 \text{ Н/мм,}$$

где $\varphi_{b4} = 1,5$ для тяжелого бетона;

$$\varphi_n = 0,1 \frac{P}{R_{bt} b h_0} = \frac{0,1 \cdot 344054,7}{1,08 \cdot 300 \cdot 740} = 0,143,$$

где $P = \gamma_{sp1} \sigma_{sp1} A_{sp} = 0,9 \cdot 275,42 \cdot 1388 = 344054,7 \text{ Н}$.

$$4. q_1 = 40,82 \text{ кН/м} < q_a = 92,5 \text{ Н/мм.}$$

$$5'. \text{ Проекция наклонной трещины } c = 2,5 h_0 = 2,5 \cdot 740 = 1850 \text{ мм.}$$

$$6. Q = Q_{max} - q_1 c = 555180 - 40,82 \cdot 1850 = 479663 \text{ Н.}$$

$$7. Q_b = \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / c = 1,5 \cdot 1,143 \cdot 1,08 \cdot 300 \cdot 740^2 / 1850 = 164427,4 \text{ Н.}$$

8. $Q = 479663 \text{ Н} > Q_b = 164427,4 \text{ Н}$. Условие прочности не выполняется и поэтому необходим расчет поперечной арматуры.

$$9. k = 1 + \varphi_f + \varphi_n = 1 + 0,274 + 0,143 = 1,417.$$

В ригеле данной формы поперечного сечения полка имеет трапециевидную форму. Из предыдущего расчета опорной арматуры известно, что $\xi = 0,235$. Отсюда $x = \xi h_0 = 0,235 \cdot 740 = 173,9 \text{ мм}$. Путем простейших вычислений определим ширину полки при $x = 173,9 \text{ мм}$. Эта ширина $b_f = 502,8 \text{ мм}$.

$$\text{Тогда } \varphi_f = 0,75 \frac{(b_f - b) h_f}{b h_0} = 0,75 \frac{(502,8 - 300) 400}{300 \cdot 740} = 0,274.$$

$$10. k = 1,417 < 1,5.$$

$$11. k = 1,417.$$

$$12. M_b = \varphi_{b2} k R_{bt} b h_0^2 = 2 \cdot 1,417 \cdot 1,08 \cdot 300 \cdot 740^2 = 502,8 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

где $\varphi_{b2} = 2$ для тяжелых бетонов.

$$13. Q_{b1} = 2 \sqrt{M_b q_1} = 2 \sqrt{502,8 \cdot 10^6 \cdot 40,82} = 287 \cdot 10^3 \text{ Н} = 287000 \text{ Н.}$$

$$14. Q_{max} = 555,18 \text{ кН} > \frac{Q_{b1}}{0,6} = \frac{287}{0,6} = 478,3 \text{ кН.}$$

$$15. Q_{max} = 555,18 < \frac{M_b}{h_0} + Q_{b1} = \frac{502,8 \cdot 10^6}{740} + 287000 = 966459,5 \text{ Н} = 966,5 \text{ кН.}$$

$$16. q_{sw1} = \frac{(Q_{max} - Q_{b1})^2}{M_b} = \frac{(555,18 - 287)^2}{502,8 \cdot 10^6} = 133,4 \text{ Н/мм.}$$

$$17. q_{sw2} = \frac{Q_{max} - Q_{b1}}{2 h_0} = \frac{(555,18 - 287) \cdot 10^3}{2 \cdot 740} = 181,2 \text{ Н/мм.}$$

$$18. q_{sw1} = 133,4 \text{ Н/мм} < q_{sw2} = 181,2 \text{ Н/мм.}$$

$$19'. q_{sw3} = q_{sw2} = 181,2 \text{ Н/мм.}$$

$$20. Q_{b, min} = \varphi_{b3} k R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 1,417 \cdot 1,08 \cdot 300 \cdot 740 = 203843,9 \text{ Н,}$$

где $\varphi_{b3} = 0,6$ для тяжелых бетонов.

$$21. q_{sw1, min} = Q_{b, min} / 2 h_0 = 203843,9 / 2 \cdot 740 = 137,7 \text{ Н/мм.}$$

22. $q_{sw3} = 181,2 \text{ Н/мм} > q_{sw1, min} = 137,7 \text{ Н/мм}$. Условие выполняется.

$$23. \text{ Принимаем } q_{sw} = q_{sw3} = 181,2 \text{ Н/мм.}$$

Расчет продолжаем по блок-схеме 12 прил. 4 с п. 16. Поперечная арматура принята из 2 \varnothing 10А1, $A_{sw1} = 78,5 \text{ мм}^2$ $R_{sw} = 175 \text{ МПа}$.

16. Шаг поперечной арматуры

$$s = R_{sw} n A_{sw1} / q_{sw} = 175 \cdot 2 \cdot 78,5 / 181,2 = 151,6 \text{ мм.}$$

17. Максимальный шаг поперечной арматуры

$$s_{max} = \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / Q_{max} = 1,5 \cdot 1,143 \cdot 1,08 \cdot 300 \times \\ \times 740^2 / 555180 = 547,9 \text{ мм.}$$

18: Полная высота ригеля $h = 800 \text{ мм} > 450 \text{ мм}$.

19. $s \leq 800/3 = 266 \text{ мм}$ и $s \leq 500 \text{ мм}$.

Принимаем шаг поперечной арматуры; на приопорном участке у опоры В слева $s = 150 \text{ мм}$; в средней части пролета s_1 должен быть не более $3/4 h = 3/4 \cdot 800 = 600 \text{ мм}$; принимаем $s_1 = 400 \text{ мм}$ (шаг поперечной арматуры должен быть кратным 25 мм с округлением в меньшую сторону).

Теперь производим проверку прочности сжатой зоны по полосе между наклонными трещинами, используя блок-схему 13, прил. 4.

1. Рабочая высота $h_0 = 740 \text{ мм}$.

2. $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 15,3 = 0,847$, где $\beta = 0,01$ для тяжелых бетонов.

3. $A_{sw1} = 78,5 \text{ мм}^2$.

4. Коэффициент армирования

$$\mu_w = n A_{sw1} / b s = 2 \cdot 78,5 / 300 \cdot 150 = 0,0034.$$

5. Отношение модулей упругости

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,1}{2,9} \cdot \frac{10^5}{10^4} = 7,24.$$

6. Коэффициент $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 7,24 \cdot 0,0034 = 1,12$.

7. $\varphi_{w1} = 1,12 < 1,3$.

9. Поперечная сила, которую может выдержать бетон сжатой зоны наклонной полосы между наклонными трещинами,

$$Q_u = 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_{bt}bh_0 = 0,3 \cdot 1,12 \cdot 0,847 \cdot 15,3 \cdot 300 \cdot 740 = \\ = 966645,1 \text{ Н.}$$

10. Условие $Q_{max} = 555180 \text{ Н} < Q_u = 966645,1 \text{ Н}$ выполняется. Прочность достаточна.

На опоре А максимальное значение поперечной силы $Q_{max} = 470,68 \text{ кН}$ (табл. 4.10). Расчет ведем по блок-схеме 14 прил. 4. Расчет начинаем с п. 6, используя данные расчета опоры В.

6. $Q = Q_{max} - q_1 c = 470680 - 40,82 \cdot 1850 = 395163 \text{ Н}$.

7. $Q_b = 164427,4 \text{ Н}$ (из предыдущего расчета).

8. Условие $Q = 395163 \text{ Н} > Q_b = 164427,4 \text{ Н}$.

Необходим расчет поперечной арматуры.

9. $k = 1 + \varphi_f + \varphi_n = 1 + 0,173 + 0,143 = 1,316$.

Из расчета опорной арматуры известно, что $\xi = 0,111$. Тогда $x = \xi h_0 = 0,111 \cdot 740 = 82,14$ мм. При $x = 82,14$ мм $b_f = 395,8$ мм

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b_f - b) h_f}{b h_0} = 0,75 \frac{(395,8 - 300) \cdot 460}{300 \cdot 740} = 0,173.$$

10. $k = 1,316 < 1,5$.

11. Принимаем $k = 1,316$.

12. $M_b = \varphi_{b2} k R_{bt} b h_0^2 = 2 \cdot 1,316 \cdot 1,08 \cdot 300 \cdot 740^2 = 466,9 \cdot 10^6$ Н · мм.

13. $Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q_1} = 2\sqrt{466,9 \cdot 10^6 \cdot 40,82} = 276 \cdot 10^3$ Н.

14. $Q_{max} = 470,68$ кН $> \frac{Q_{b1}}{0,6} = \frac{276}{0,6} = 460$ кН.

15. $Q_{max} = 470,68 < \frac{M_b}{h_0} + Q_{b1} = \frac{466,9 \cdot 10^6}{740} + 276 \cdot 10^3 = 906945$ Н = 906,9 кН.

16. $q_{sw1} = \frac{(Q_{max} - Q_{b1})^2}{M_b} = \frac{(470,68 \cdot 10^3 - 276 \cdot 10^3)^2}{466,9 \cdot 10^6} = 81,2$ Н/мм.

17. $q_{sw2} = \frac{Q_{max} - Q_{b1}}{2h_0} = \frac{(470,68 - 276) \cdot 10^3}{2 \cdot 740} = 131,5$ Н/мм.

18. Условие $q_{sw1} = 81,2$ Н/мм $< q_{sw2} = 131,5$ Н/мм не выполняется.

19'. $q_{sw3} = q_{sw2} = 131,5$ Н/мм.

20. $Q_{b, min} = \varphi_{b3} k R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 1,316 \cdot 1,08 \cdot 300 \cdot 740 = 189314,5$ Н.

21. $q_{sw1, min} = Q_{b, min} / 2h_0 = \frac{189314,5}{2 \cdot 740} = 127,9$ Н/мм.

22. Условие $q_{sw3} = 131,5$ Н/мм $> q_{sw1, min} = 127,9$ Н/мм выполняется.

23'. $q_{sw} = q_{sw3} = 131,5$ Н/мм.

Продолжаем расчет по блок-схеме 12 прил. 4. с п. 16.

16. Шаг поперечных стержней

$$S = R_{sw} n A_{sw1} / q_{sw} = \frac{175 \cdot 2 \cdot 78,5}{131,5} = 208,9$$
 мм.

17. Максимальный шаг поперечных стержней

$$S_{max} = \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / Q_{max} = \frac{1,5 \cdot 1,143 \cdot 1,08 \cdot 300 \cdot 740^2}{470680} = 646,3$$
 мм.

18. Полная высота ригеля $h = 800$ мм > 450 мм.

19. $s < 800/3 = 266$ мм и $s < 500$ мм. Принимаем шаг поперечной арматуры $s = 200$ мм на приопорном участке у опоры А на расстоянии примерно равном 1/4 первого пролета.

Проверку прочности сжатой зоны полосы между наклонными трещинами производим по блок-схеме 13 прил. 4.

Расчет начинаем с п. 4, используя данные расчета опоры В.

4. Коэффициент армирования

$$\mu_w = nA_{sw1}/bs = 2 \cdot 78,5/300 \cdot 200 = 0,0026.$$

5. $\alpha = 7,24$.

6. $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 7,24 \cdot 0,0026 = 1,09$.

7. $\varphi_{w1} = 1,09 < 1,3$.

9. $Q_u = 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_bbh_0 = 0,3 \cdot 1,09 \cdot 0,847 \cdot 15,3 \cdot 300 \cdot 740 = 940752,9 \text{ Н}$.

10. $Q_{max} = 470680 \text{ Н} < Q_u = 940752,9 \text{ Н}$. Прочность достаточна.

4.3.13. Расчет нормальных сечений ригеля Р-1 по образованию трещин

Расчет в стадии изготовления ригеля выполняем по блок-схеме 24 прил. 4.

1. Предварительное напряжение в арматуре с учетом первых потерь

$$\sigma_{sp1} = \sigma_{sp} - \sigma_{l1} = 560 - 236,14 = 323,86 \text{ МПа}.$$

2. σ'_{sp} не вычисляем, так как в верхней зоне ригеля нет преднатянутой арматуры ($A'_{sp} = 0$).

3. Напряжение $\sigma'_s = \sigma'_6 = 3,64 \text{ МПа}$.

4. Напряжение $\sigma_s = \sigma'_6 = 0$.

5. Усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь

$$P_1 = \sigma_{sp1}A_{sp} - \sigma_sA_s - \sigma'_sA'_s = 323,86 \cdot 1388 - 3,64 \cdot 226 = 448695,1 \text{ Н}.$$

6. Эксцентриситет усилия обжатия

$$e_{op1} = \frac{\sigma_{sp1}A_{sp}y_{sp} - \sigma_sA_sy_s}{P_1} = \frac{323,86 \cdot 1388 \cdot 316 - 3,64 \cdot 226 \cdot 331}{448695,1} = 315,9 \text{ мм},$$

где $y_s = y - a_s = 366 - 35 = 331 \text{ мм}$ — расстояние от центра тяжести арматуры A_s до центра тяжести приведенного сечения.

7. Напряжение в бетоне сжатой зоны от усилия предварительного обжатия и внешней нагрузки от веса ригеля:

$$\sigma_{bp1} = \frac{P_1}{A_{red}} + \frac{P_1e_{op1}y}{I_{red}} + \frac{M_g y}{I_{red}} = \frac{448695,1}{3355 \cdot 10^2} + \frac{448695,1 \cdot 315,9 \cdot 366}{154,3 \cdot 10^8} + \frac{7,31 \cdot 10^6 \cdot 366}{154,3 \cdot 10^8} = 4,87 \text{ МПа},$$

где M_g — изгибающий момент от веса ригеля в месте расположения монтажных петель на расстоянии 1,15 м от торца ригеля; с учетом коэффициента динамичности, равного 1,4,

$$M_g = \frac{7,9 \cdot 1,4 \cdot 1,15^2}{2} = 7,31 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

8. $\sigma_{bp1} = 4,87 \text{ МПа} < 0,75R_{bp} = 0,75 \cdot 24 = 18 \text{ МПа}$.

$$9. \varphi = 1,6 - \frac{\sigma_{bp1}}{R_{bp, ser}} = 1,6 - \frac{4,87}{17,8} = 1,32 > 1,$$

где $R_{bp, ser} = 17,8$ МПа при $R_{bp} = 24$ МПа по линейной интерполяции между классами бетонов В20 и В25.

10. $\varphi > 1$.

11. Принимаем $\varphi = 1$.

12. Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней ядровой точки

$$r' = \varphi \frac{W'_{red}}{A_{red}} = 1 \frac{35,5 \cdot 10^6}{3355 \cdot 10^2} = 105,8 \text{ мм.}$$

13. Момент обжатия относительно нижней границы ядра сечения

$$M_{rp} = P_1(e_{оп1} - r') = 448695,1 (315,9 - 105,8) = 94,2 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$$

14. Момент, воспринимаемый сечением, нормальным к продольной оси при образовании трещин

$$M_{crc} = R_{bt, ser} W'_{pl} - M_{rp} = 1,56 \cdot 62,2 \cdot 10^6 - 94,2 \cdot 10^6 = 2,83 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

где $R_{bt, ser} = 1,56$ при $B = 0,8$ $B_1 = 0,8 \cdot 30 = 24$ МПа по интерполяции для данных между классами В 20 и В 25.

15. Проверяем условие $M_{r1} \leq M_{crc}$.

$$M_{r1} = M_g = 7,31 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} > M_{crc} = 2,83 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Условие не выполняется. В стадии изготовления образуются нормальные к продольной оси трещины.

4.3.14. Расчет в стадии эксплуатации

Согласно СНиП 2.03.01-84, при расчете трещиностойкости сечений по ядровым моментам должно соблюдаться условие

$$M_{r2} < M_{crc},$$

а значение M_{crc} определяется по зависимости:

$$M_{crc} = R_{bt, ser} W_{pl} + M_{rp} - \Delta M_{crc}.$$

При расчете по образованию трещин элементов на участках с начальными трещинами в сжатой зоне значение M_{crc} снижают на величину $\Delta M_{crc} = \lambda M_{crc}$.

В данном примере расчета ригель относится к 3-й категории трещиностойкости и поэтому в опорных сечениях (при отсутствии преднапряженной арматуры) и в пролетных сечениях при $M_r > M_{crc}$ могут возникнуть трещины.

В симметричных рамах образование трещин мало влияет на перерезывающие силы в ригелях и нормальные силы в стойках. Поэтому их значения можно принимать по результатам расчета в упругой стадии работы. Исходя из этого при расчете рамы по деформированной схеме (в повторном статическом расчете) следует вычислять только изгибающие моменты в ригелях.

В подобных расчетах целесообразно использовать ЭВМ.

Основная система может быть принята состоящей из однопролетных балок переменной жесткости, рассчитываемых методом сил или методом деформаций.

Расчет системы в целом рекомендуется вести методом деформаций.

Наличие трещин учитывается многократным повторением расчета, при котором жесткость элементов рамы корректируется в процессе расчета. Для корректировки жесткости по длине ригеля он разбивается на достаточно большое число участков (не менее десяти).

Руководством по расчету статически неопределимых систем разрешается вводить в расчет некоторые упрощения. При этом допускается жесткость ригелей рамы с трещинами в растянутых зонах принимать постоянной по всей их длине и равной

$$B_1 = B_2 + (B_3 - B_2)k,$$

где k — коэффициент приведения,

$$k = e \frac{M_r - M}{k M_r}$$

здесь M_r — момент при появлении трещин, определяемый по зависимости

$$M_r = R_{b, ser} W + P(e + r);$$

M — максимальный изгибающий момент в элементе; его допускается принимать равным моменту, воспринимаемому сечением при достижении бетоном и арматурой расчетных сопротивлений; B_2 — жесткость сечений элемента с трещиной при действии момента M ,

$$B_2 = \frac{h_0 z_1}{\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\gamma + \xi) b h_0 E_b \nu}};$$

B_3 — жесткость сечений элемента без трещин,

$$B_3 = \frac{0,85 E_b I_{red}}{\varphi_b}$$

φ_b — коэффициент, учитывающий влияние деформаций ползучести бетона, определяемый по формуле $\varphi_b = 0,5 (1 + \varphi_{b2})$ при отсутствии данных о реологических свойствах бетона, его возрасте в момент введения в эксплуатацию и др.; значение φ_{b2} разрешается принимать по табл. 34 [10]; при относительной влажности воздуха 40 % и ниже $\varphi_{b2} = 3$ (табл. 34 [10]).

В повторном статическом расчете рам рассматриваются те же случаи загрузки постоянной и временной (длительной и кратковременной) нагрузок при $\gamma_f = 1$.

В результате повторного статического расчета получены следующие значения изгибающих моментов:

$$M_A = -314,3 \text{ кН} \cdot \text{м}; M_{BC} = -633,2 \text{ кН} \cdot \text{м}; M_{BA} = -586,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Соответствующий пролетный момент в первом пролете

$$M_{r2} = M_1 = \frac{(g_5 + v_2 + v_1) l_1^2}{8} - \frac{M_A + M_{BA}}{2} = \frac{(39,16 + 48 + 12) \cdot 8,8^2}{8} - \frac{314,3 + 586,5}{2} = 509,47 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Теперь проверим трещиностойкость сечений по блок-схеме 23 прил. 4.

1. Предварительное напряжение с учетом суммарных потерь

$$\sigma_{sp,2} = \gamma_{sp} (\sigma_{sp} - \sigma_l) = 1,1 (560 - 284,58) = 302,96 \text{ МПа.}$$

Коэффициент γ_{sp} точности натяжения арматуры

$$\gamma_{sp} = 1 + \Delta\gamma_{sp} = 1 + 0,1 = 1,1.$$

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

2. $\sigma_{sp,2} = 0$, так как поверху ригеля предварительно напрягаемая арматура отсутствует.

$$3. \text{ Напряжения } \sigma_s = \sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9 = 3,64 + 35 + 13,44 = 52,08 \text{ МПа.}$$

4. $\sigma'_s = 0$, так как не учитываем арматуру A'_s из-за малой площади сечения и увеличения значений e_{op2} и M_{rp} .

5. Усилие предварительного обжатия с учетом суммарных потерь $P_2 = \sigma_{sp,2} A_{sp} - \sigma_s A_s = 302,96 \cdot 1388 - 52,08 \cdot 226 = 408738,4 \text{ Н.}$

6. Эксцентриситет усилия P_2

$$e_{op2} = \frac{\sigma_{sp,2} A_{sp} y_{sp} - \sigma_s A_s y_s}{P_2} = \frac{302,96 \cdot 1388 \cdot 316 - 52,08 \cdot 226 \cdot 331}{408738,4} = 315,3 \text{ мм.}$$

7. Напряжение в бетоне сжатой зоны от P_2 и внешней нагрузки

$$\sigma_{b2} = -\frac{P_2}{A_{red}} - \frac{P_2 e_{op2} (h - y)}{I_{red}} + \frac{M_{r2}}{I_{red}} (h - y) = -\frac{408738,4}{3355 \cdot 10^8} - \frac{408738,4 \cdot 315,3 (800 - 366)}{154,3 \cdot 10^8} + \frac{509470 \cdot 10^3 (800 - 366)}{154,3 \cdot 10^8} = 9,49 \text{ МПа.}$$

$$8. \varphi = 1,6 - \frac{\sigma_{b2}}{R_{b,ser}} = 1,6 - \frac{9,49}{19,8} = 1,12.$$

$$9. \varphi > 0,7.$$

11, 12. $\varphi \leq 1$. Условие не выполняется. Принимаем $\varphi = 1$.

13. Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней ядровой точки

$$r' = \varphi \frac{W_{red}}{A_{red}} = \frac{42,158 \cdot 10^6}{3355 \cdot 10^3} = 125,66 \text{ мм.}$$

14. Проверяем условие

$$W_{pl} R_{bt, ser} \geq P_1 (e_{op,1} - r) - M_g;$$

$62,2 \cdot 10^6 \cdot 1,62 = 100,6 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} > 448695,1 (315,9 - 105,8) -$
 $- 7,31 \cdot 10^6 = 86,89 \text{ Н} \cdot \text{мм}$. Условие выполняется.

Момент обжатия относительно верхней границы ядра сечения

$$15. \quad M_{rp} = P_2(e_{оп2} + r') = 408738,4 (315,3 + 125,66) = \\ = 180,2 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

16. Момент трещинообразования

$$M_{crc} = R_{bt, ser} W_{pl} + M_{rp} - \Delta M_{crc} = 1,62 \cdot 73,77 \cdot 10^6 + 180,2 - 0 = \\ = 299,7 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}, \text{ где } \Delta M_{crc} = \lambda M_{crc} \text{ учитывается при наличии}$$

трещин в сжатом бетоне.

Коэффициент λ определяем по формуле

$$\lambda = \left(1,5 - \frac{0,9}{\delta}\right) \cdot (1 - \varphi_m) = \left(1,5 - \frac{0,9}{0,422}\right) \cdot (1 - 0,173) < 0,$$

$$\text{где } \delta = \frac{y}{h-y} \cdot \frac{A_s}{A_c + A'_s} = \frac{366}{800-366} \cdot \frac{226}{226+226} = 0,422 < 1,4.$$

$$\text{Коэффициент } \varphi_m = \frac{R_{bt, ser} W_{pl}}{(\pm M_{r1} \pm M_{r2})} = \frac{1,62 \cdot 73,77 \cdot 10^6}{(509,47 + 180,2) \cdot 10^6} = 0,173 < 1.$$

Так как $\lambda < 0$, то $\lambda M_{crc} = \Delta M_{crc} = 0$.

19. Проверяем условие $M_{crc} \geq M_{r2}$:

$$M_{crc} = 299,7 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} < M_{r2} = 509,47 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

В стадии эксплуатации ригель работает с трещинами в растянутой зоне.

4.3.15. Расчет наклонных сечений ригеля по образованию трещин в стадии эксплуатации

Согласно указаниям СНиП 2.03.01-84, расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси, производится при невыполнении условия

$$Q < \varphi_{b3} R_{bt, ser} b h_0,$$

где Q — поперечная сила от полной нагрузки при $\gamma_f = 1$; $\varphi_{b3} = 0,6$ для тяжелого бетона.

Поперечная сила по оси средней колонны опоры B может быть приближенно вычислена по зависимости

$$Q_B = \frac{(g_s + v_2 + v_1) l_1}{2} = \frac{(39,16 + 48 + 12) \cdot 8,8}{2} = 436,2 \text{ кН}.$$

Тогда $Q_B = 436,3 \text{ кН} > 0,6 \cdot 1,62 \cdot 300 \cdot 740 = 215\,780 \text{ Н} = 215,78 \text{ кН}$.

Условие не выполняется и требуется расчет наклонных сечений по образованию трещин, который производим по блок-схеме 25 прил. 4. Образование наклонных трещин обычно проверяют в двух сечениях:

1. По центру опоры ригеля на расстоянии $0,3 + 0,06 + \frac{0,275}{2} = 0,4975$ м от оси колонны.

2. В конце длины зоны анкеровки l_{p1} от торца ригеля на расстоянии $0,3 + 0,06 + 0,33 = 0,69$ м от оси колонны, где 0,3 м — расстояние от оси колонны до ее грани; 0,06 м — зазор между колонной и торцом ригеля; $\frac{0,275}{2}$ — расстояние от торца ригеля до центра его опоры на консоли колонны;

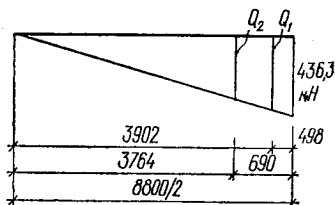


Рис. 4.17. Промежуточные значения поперечных сил Q .

$$l_{p1} = (\omega_p \sigma_{sp1} / R_{bp} + \lambda_p) d;$$

здесь $\omega_p = 0,25$; σ_{sp1} определяется с учетом потерь $\sigma_1 - \sigma_5$:

$$\begin{aligned} \sigma_{sp1} &= \sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3 - \sigma_4 - \sigma_5 = \\ &= 560 - 36 - 80 - 86,5 - 0 - 30 = 327,5 \text{ МПа}; \\ \lambda_p &= 10; l_{p1} = (0,25 \cdot 327,5 / 24 + 10) 22 = 295 \text{ мм} < 15d = \\ &= 15 \cdot 22 = 330 \text{ мм}. \end{aligned}$$

Принимаем $l_{p1} = 330$ мм.

Проверку производим на уровне центра тяжести сечения при $y = 366$ мм и $h - y = 800 - 366 = 434$ мм.

Так как на участке между местом приложения опорной реакции и рассматриваемыми сечениями нагрузки может не быть, то приближенно значение $Q_B = Q_{max} = 436,3$ кН. Значения поперечных сил в вышеуказанных двух сечениях могут быть получены путем простейших вычислений, так как эпюра Q линейная (рис. 4.17):

$$\begin{aligned} Q_1 &= \frac{436,3 (4,4 - 0,4975)}{4,4} = 386,9 \text{ кН}; \\ Q_2 &= \frac{436,3 (4,4 - 0,69)}{4,4} = 367,9 \text{ кН}. \end{aligned}$$

Усилие предварительного обжатия с учетом всех потерь $P_2 = 408738,4$ Н и его эксцентриситет $e_{op2} = 315,3$ мм.

В сечении на расстоянии l_{x1} от торца ригеля:

$$\begin{aligned} l_{x1} &= 497,5 - 300 - 60 = 137,5 \text{ мм}; \\ P'_2 &= P_2 \frac{l_{x1}}{l_{p1}} = 408,74 \frac{137,5}{330} = 170,3 \text{ кН}. \end{aligned}$$

В сечении $l_{x2} = l_{p1}$. Следовательно, $P_2 = 408,74$ кН. Дальнейший расчет ведем по блок-схеме 25.

1. Нормальные напряжения σ на уровне центра тяжести сечения при $y = 0$ в тех же сечениях:

$$\begin{aligned} \sigma_x &= \frac{P'_2}{A_{red}} = \frac{170 \cdot 300}{3355 \cdot 10^3} = 0,507 \text{ МПа}; \\ \sigma_x &= \frac{P_2}{A_{red}} = \frac{408 \cdot 738}{3355 \cdot 10^3} = 1,22 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

Так как σ_x — сжимающие напряжения, то при вычислении σ_{mc} (σ_{mc}) подставляем их со знаком минус.

2. Ригель имеет постоянную высоту.

3. Поэтому $Q_1 = 386,9$ кН;

$Q_2 = 367,9$ кН.

4. Касательные напряжения в тех же сечениях

$$\tau_{xy} = \frac{Q_1 S_{1\text{red}}}{I_{r-d} b} = \frac{386\,900 \cdot 28\,463 \cdot 10^3}{154,3 \cdot 10^8 \cdot 300} = 2,37 \text{ МПа};$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_2 S_{1\text{red}}}{I_{\text{red}} b} = \frac{367\,900 \cdot 28\,463 \cdot 10^3}{154,3 \cdot 10^8 \cdot 300} = 2,27 \text{ МПа},$$

где $S_{1\text{red}}$ — статический момент приведенной площади верхней части сечения относительно нулевой линии,

$$S_{1\text{red}} = 300 \cdot 400 (434 - 200) + 2 (20 \cdot 400) \frac{1}{2} + 34 \cdot 650 \cdot 17 = 28\,463 \cdot 10^3 \text{ мм}^3.$$

Местные сжимающие напряжения $\sigma_{y,\text{loc}}$ определяем в тех же сечениях:

в сечении при $x = 275/2 = 137,5$ мм;

$$\alpha_1 = \frac{x'}{h} = \frac{137,5}{800} = 0,172;$$

$$\beta_1 = \frac{y}{h} = \frac{366}{800} = 0,457,$$

где α и β относительные координаты точки, для которой вычисляются $\sigma_{y,\text{loc}}$,

$$\begin{aligned} \sigma_{y,\text{loc}} &= \frac{Q_1}{bh} \cdot \frac{2\beta_1^2}{\pi} \left[\frac{3 - 2\beta_1}{(1 + \alpha_1^2)^2} - \frac{\beta_1}{(\alpha_1^2 + \beta_1^2)^2} \right] = \\ &= \frac{386\,900}{300 \cdot 800} \cdot \frac{2 \cdot 0,457^2}{3,14} \left[\frac{3 - 2 \cdot 0,172}{(1 + 0,172^2)^2} - \frac{0,457}{(0,172^2 + 0,457^2)^2} \right] = -1,295 \text{ МПа}; \end{aligned}$$

в сечении при $x = l_p - 0,5 c = 330 - 0,5 \cdot 275 = 192,5$ мм:

$$\alpha_2 = \frac{x}{h} = \frac{192,5}{800} = 0,24; \quad \beta_2 = \beta_1 = 0,457;$$

$$\begin{aligned} \sigma_{y,\text{loc}} &= \frac{Q_2}{bh} \cdot \frac{2\beta_2^2}{\pi} \left[\frac{3 - 2\beta_2}{(1 + \alpha_2^2)^2} - \frac{\beta_2}{(\alpha_2^2 + \beta_2^2)^2} \right] = \\ &= \frac{267\,900}{300 \cdot 800} \cdot \frac{2 \cdot 0,457^2}{3,14} \left[\frac{3 - 2 \cdot 0,24}{(1 + 0,24^2)^2} - \frac{0,457}{(0,24^2 + 0,457^2)^2} \right] = -0,69 \text{ МПа}. \end{aligned}$$

5. Главные растягивающие и главные сжимающие напряжения: для сечения при $x = 137,5$ мм:

$$\begin{aligned} \sigma_{mt} &= \frac{\sigma_x + \sigma_{y,\text{loc}}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x + \sigma_{y,\text{loc}}}{2} \right)^2 + \tau_{xy}^2} = \\ &= \frac{-0,507 - 1,295}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-0,507 - 1,295}{2} \right)^2 + 2,37^2} = \\ &= -0,901 \pm 2,53 \text{ МПа}; \end{aligned}$$

$$\sigma_{mt} = -0,901 + 2,53 = 1,63 \text{ МПа};$$

$$\sigma_{mc} = -0,901 - 2,53 = -3,43 \text{ МПа};$$

для сечения при $x = 192,5$ мм

$$\begin{aligned}\sigma_{mc} &= \frac{\sigma_x + \sigma_{y, loc}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x + \sigma_{y, loc}}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} = \\ &= \frac{-1,22 - 0,69}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{-1,22 - 0,69}{2}\right)^2 + 2,27^2} = \\ &= (-0,955 \pm 2,46) \text{ МПа;} \\ \sigma_{mt} &= -0,955 + 2,46 = 1,505 \text{ МПа;} \\ \sigma_{mc} &= -0,955 - 2,46 = -3,415 \text{ МПа.}\end{aligned}$$

7. $\alpha B = 0,01 \cdot 30 = 0,3$,

где $\alpha = 0,01$ для тяжелого бетона; В — класс бетона по прочности на сжатие, МПа.

8. Коэффициенты

$$\begin{aligned}\gamma_{b4} &= \frac{1 - \sigma_{mc}/R_{bt, ser}}{0,2 + \alpha B} = \frac{1 + 3,43/19,8}{0,2 + 0,3} = 2,35; \\ \gamma_{b4} &= \frac{1 - \sigma_{mt}/R_{bt, ser}}{0,2 + \alpha B} = \frac{1 + 3,415/19,8}{0,2 + 0,3} = 2,34.\end{aligned}$$

10. $\gamma_{b4} > 1$. Поэтому принимаем $\gamma_{b4} = 1$.

11. Проверяем условие $\sigma_{mt} \leq \gamma_{b4} R_{bt, ser}$

$$\sigma_{mt} = 1,63 > \gamma_{b4} R_{bt, ser} = 1 \cdot 1,62 = 1,62 \text{ МПа.}$$

Условие не выполняется. Следовательно, трещиностойкость концевого участка ригеля в пределах зоны анкеровки l_p не обеспечена.

4.3.16. Определение ширины раскрытия нормальных трещин

Расчет выполняем по блок-схеме 26 прил. 4.

1. В нашем примере условие $M_{r2} < M_{crc}$ не выполняется и ригель работает с трещинами в растянутой от нагрузки зоне.

$$M_{crc} = 299,7 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм} < M_{r2} = 509,47 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм.}$$

2. В сжатой зоне также образуются трещины, что выявлено расчетом по образованию нормальных трещин в стадии изготовления.

3. Вычисление необходимых для расчета коэффициентов ведем по блок-схеме 27 прил. 4.

1. Коэффициент

$$\varphi_m = \frac{R_{bt, ser} W'_{pl}}{P_1 (e_{op1} - r) - M_g} = \frac{1,62 \cdot 62,2 \cdot 10^6}{448 695,1 (315,9 - 105,8) - 7,3 \cdot 10^6} = 1,159.$$

2. $\varphi_m > 0,45$.

3. $\varphi_m > 1$. Принимаем $\varphi_m = 1$.

4. Коэффициент

$$\delta = \frac{y}{h - y} \cdot \frac{A_{sp} + A_s}{A_{sp} + A_s + A'_s} = \frac{366}{800 - 366} \cdot \frac{1388 + 226}{1388 + 226 + 226} = 0,739.$$

5. $\delta \leq 1,4$.

$$7. \lambda_1 = \left(1,5 - \frac{0,9}{\delta}\right) \cdot (1 - \varphi_m) = \left(1,5 - \frac{0,9}{0,739}\right) \cdot (1 - 1) = 0.$$

8. Принимаем $\lambda_1 = 0$.

Возвращаемся к блок-схеме 26 прил. 4.

4. Усилие предварительного обжатия

$$P_{2,1} = (1 - \lambda_1) P_2 = (1 - 0) 408\,738,4 = 408\,738,4 \text{ Н.}$$

5. Эксцентриситет этого усилия

$$e_{sp2} = y - e_{op2} - a_{sp} = 366 - 315,3 - 50 = 0,7 \text{ мм.}$$

6. Коэффициент

$$\delta = \frac{M_{r2} + P_2 e_{sp2}}{bh_0^2 R_{b,ser}} = \frac{509\,470\,000 + 408\,738,4 \cdot 0,7}{300 \cdot 752,1^2 \cdot 19,8} = 0,152.$$

В данном расчете следует учитывать арматуру A_{sp} и A_s . Найдем рабочую высоту сечения с учетом этой арматуры. Расстояние от нижней грани сечения до центра тяжести арматуры A_{sp} и A_s

$$a_1 = \frac{A_{sp} a_{sp} + A_s a_s}{A_{sp} + A_s} = \frac{1388 \cdot 50 + 226 \cdot 35}{1388 + 226} = 47,9 \text{ мм.}$$

Тогда рабочая высота сечения

$$h_0 = h - a_1 = 800 - 47,9 = 752,1 \text{ мм.}$$

$$A_{sp} = 0; \quad A_s = 226 \text{ мм}^2.$$

7. Коэффициент

$$\varphi_f = \frac{\alpha (A'_{sp} + A'_s)}{bh_0} = \frac{6,89/2 \cdot 0,45 (0 + 226)}{300 \cdot 752,1} = 0,007,$$

где $\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{2,9 \cdot 10^4} = 6,89.$

$$8. \lambda_1 = \varphi_f \left(1 - \frac{h'_f}{2h_0}\right) = 0,007 \left(1 - \frac{52}{2 \cdot 752,1}\right) = 0,0067, \text{ где } h'_f = 2a' = 2 \cdot 26 = 52 \text{ мм.}$$

$$9. e_{s, tot} = \frac{M_{r2} + P_2 e_{sp2}}{P_2} = \frac{509\,470\,000 + 408\,738,4 \cdot 0,7}{408\,738,4} = 1247 \text{ мм.}$$

10, 11. Относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda_1)}{10\mu\alpha}} + \frac{1,5 + \varphi_f}{11,5 e_{s, tot}/h_0 - 5} =$$
$$= \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,152 + 0,0067)}{10 \cdot 0,0072 \cdot 6,55}} + \frac{1,5 + 0,007}{11,5 \frac{1247}{752,1} - 5} = 0,286 < 1,$$

где $\mu = \frac{A_{sp} + A_s}{bh_0} = \frac{1388 + 226}{300 \cdot 752,1} = 0,0072.$

12. Условие $\xi > h'_f/h_0 = 52/752,1 = 0,069.$

13. $b = b_f = 300 \text{ мм.}$

14. Плечо внутренней пары в сечении с трещиной

$$z = h_0 \left[1 - \frac{h_f \varphi_f / h_0 + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 752,1 \left[1 - \frac{52 \cdot 0,007 / 752,1 + 0,286^2}{2(0,007 + 0,286)} \right] = 637,03 \text{ мм.}$$

$$15. \sigma_{s1} = \frac{M_{r2} - P_2(z - e_{sp2})}{(A_{sp} + A_s)z} = \frac{509\,470\,000 - 408\,738,4(637,03 - 0,7)}{(1388 + 226)637,03} = 242,7 \text{ МПа.}$$

16. $e_{s, tot} = 1247 \text{ мм} > 0,8h_0 = 0,8 \cdot 752,1 = 601,7 \text{ мм.}$

$$17. \delta = \frac{h - x - a_2}{h - x - a_1} = \frac{800 - 215,1 - 35}{800 - 215,1 - 47,9} = 1,024, \text{ где } x = \xi h_0 = 0,286 \cdot 752,1 = 215,1 \text{ мм.}$$

18. $\sigma_s = \sigma_{s1} \cdot \delta = 242,7 \cdot 1,024 = 248,5 \text{ МПа.}$

19. $\sigma_s + \sigma_{p2} = 248,5 + 302,96 = 551,5 \ll R_{s, ser} = 590 \text{ МПа.}$

20. Ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия полной нагрузки

$$a_{crcl} = \delta_1 \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d} = 1 \cdot 1 \cdot 1 \frac{248,5}{1,9 \cdot 10^5} 20(3,5 - 100 \cdot 0,0072) \sqrt[3]{22} = 0,202 \text{ мм,}$$

где $\delta_1 = 1$ для изгибаемых элементов; $\varphi_l = 1$ при непродолжительном действии полной нагрузки; $\eta = 1$ при стержневой арматуре периодического профиля.

Теперь вычисляем в той же последовательности ширину непродолжительного раскрытия трещин a_{crca} от действия длительных нагрузок, то есть постоянной и временной длительной нагрузок при $\gamma_f = 1$. Изгибающие опорные моменты при этом загрузении: $M_A = 253,03 \text{ кН} \cdot \text{м}$ и $M_{BA} = 520,54 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Тогда пролетный максимальный момент

$$M_2 = \frac{(g_0 + v_2) l_1^2}{8} - \frac{M_A + M_{BA}}{2} = \frac{(39,16 + 48) \cdot 8,8^2}{8} - \frac{253,04 + 520,54}{2} = 456,9 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

Расчет ведем по блок-схеме 26 прил. 4. Используем данные предыдущего расчета (пп. 1—5).

$$6. \delta = \frac{M_2 + P_2 e_{sp2}}{bh_0^2 R_{b, ser}} = \frac{456\,900\,000 + 408\,738,4 \cdot 0,7}{300 \cdot 752,1^2 \cdot 19,8} = 0,136.$$

$$9. e_{s, tot} = \frac{M_2 + P_2 e_{sp2}}{P_2} = \frac{456\,900\,000 + 408\,738,4 \cdot 0,7}{408\,738,4} = 1118,5 \text{ мм.}$$

$$10, 11. \xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta + \lambda_1)}{10\mu\alpha}} + \frac{1,5 + \varphi_f}{11,5 e_{s, tot} / h_0 - 5} = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,136 + 0,0067)}{10 \cdot 0,0072 \cdot 6,55}} + \frac{1,5 + 0,007}{11,5 \frac{1118,5}{752,1} - 5} = 0,308 < 1.$$

$$12. \xi = 0,308 > h_f/h_0 = 0,069.$$

Плечо внутренней пары в сечении с трещиной

14.

$$z = h_0 \left[1 - \frac{h_f \varphi_f / h_0 + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 752,1 \left[1 - \frac{52 \cdot 0,007 / 752,1 + 0,308^2}{2(0,007 + 0,308)} \right] = 638,5 \text{ мм.}$$

15.

$$\sigma_{s1} = \frac{M_2 - P_2(z - e_{sp2})}{(A_{sp} + A_s)z} = \frac{456\,900\,000 - 408\,738,4(638,5 - 0,7)}{(1388 + 226)638,5} = 190,8 \text{ МПа.}$$

$$16. e_{0, tot} = 1118,5 \text{ мм} > 0,8h_0 = 0,8 \cdot 752,1 = 601,7 \text{ мм.}$$

$$17. \delta = \frac{h - x - a_2}{h - x - a_1} = \frac{800 - 231,6 - 35}{800 - 231,6 - 47,9} = 1,024,$$

$$\text{где } x = \xi h_0 = 0,308 \cdot 752,1 = 231,6 \text{ мм.}$$

$$18. \sigma_s = \sigma_{s1} \delta = 190,8 \cdot 1,024 = 195,6 \text{ МПа.}$$

$$19. \sigma_s + \sigma_{sp2} = 195,6 + 302,96 = 498,6 \text{ МПа} < R_{s, ser} = 590 \text{ МПа.}$$

20. Начальная ширина раскрытия трещин от постоянной и длительной временной нагрузок (при их непродолжительном действии)

$$a_{cr, 2} = \delta_1 \varphi_f \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d} =$$

$$= 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{195,6}{1,9 \cdot 10^5} \cdot 20(3,5 - 100 \cdot 0,0072) \sqrt[3]{22} = 0,16 \text{ мм.}$$

Теперь определим ширину продолжительного раскрытия трещин $a_{cr, 3}$ от постоянной и длительной временной нагрузок при $\gamma_f = 1$.

Этот расчет начинаем с определения φ_f . Остальные величины известны из предыдущего расчета.

$$7. \varphi_f = \frac{\alpha}{2\nu} \frac{(A'_{sp} + A_s)}{bh_0} = \frac{6,89/2 \cdot 0,15(0 + 226)}{300 \cdot 752,1} = 0,023.$$

$$8. \lambda_1 = \varphi_f \left(1 - \frac{h_f}{2h_0} \right) = 0,023 \left(1 - \frac{52}{2 \cdot 752,1} \right) = 0,0212.$$

10, 11. Относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1 + 5(\delta_1 + \lambda_1)}{10\mu\alpha}} + \frac{1,5 + \varphi_f}{11,5e_{s, tot}/h_0 - 5} =$$

$$= \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5(0,136 + 0,0212)}{10 \cdot 0,0072 \cdot 6,55}} + \frac{1,5 + 0,023}{11,5 \frac{1118,5}{752,1} - 5} = 0,305 < 1.$$

$$14. z = h_0 \left[1 - \frac{h_f \varphi_f / h_0 + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] = 752,1 \left[1 - \frac{52 \cdot 0,023 / 752,1 + 0,305^2}{2(0,023 + 0,305)} \right] = 643,8 \text{ мм.}$$

15.

$$\sigma_{s1} = \frac{M_2 - P_2(z - e_{sp2})}{(A_{sp} + A_s)z} = \frac{456\,900\,000 - 408\,738,4(643,8 - 0,7)}{(1388 + 226)643,8} = 187,2 \text{ МПа.}$$

16. $e_{o, tot} = 1118,5 > 0,8h_0 = 0,8 \cdot 752,1 = 601,7 \text{ мм.}$

17. $\delta = \frac{h - x - a_2}{h - x - a_1} = \frac{800 - 229,4 - 35}{800 - 229,4 - 47,9} = 1,12$, где $x = \xi h_0 = 0,305 \times$
 $\times 752,1 = 229,4 \text{ мм.}$

18. $\sigma_s = \sigma_{s1}\delta = 187,2 \cdot 1,12 = 209,7 \text{ МПа.}$

19. $\sigma_s + \sigma_{sp2} = 209,7 + 302,96 = 512,7 < R_{s, ser} = 590 \text{ МПа.}$

20. Ширина продолжительного раскрытия трещин от постоянной и длительно действующей временной нагрузок

$$a_{arc\ 3} = \delta\phi_l\eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d} = 1 \cdot 1,492 \cdot 1 \cdot \frac{209,7}{1,9 \cdot 10^5} \times$$

$$\times 20(3,5 - 100 \cdot 0,0072) \sqrt[3]{22} = 0,256 \text{ мм} < 0,3 \text{ мм, где } \phi_l = 1,6 -$$

$$- 15\mu = 1,6 - 15 \cdot 0,0072 = 1,492.$$

Непродолжительная ширина раскрытия трещин

$$a_{arc} = a_{arc, 1} - a_{arc, 2} + a_{arc, 3} = 0,202 - 0,16 + 0,256 =$$

$$= 0,298 \text{ мм} < 0,4 \text{ мм.}$$

4.3.17. Определение ширины раскрытия наклонных трещин

Так как трещиностойкость концевого участка ригеля в пределах зоны анкеровки не обеспечена, то необходимо определить ширину раскрытия наклонных трещин. Проверяем сечение B в конце длины зоны анкеровки на расстоянии 690 см от оси средней колонны. В этом сечении значение поперечной силы $Q_2 = 367,9 \text{ кН}$ (из расчета сечений ригеля по образованию трещин).

Ширина раскрытия наклонной трещины от непродолжительного действия полной нагрузки вычисляется при следующих значениях коэффициентов: $\phi_l = 1$; $\eta = 1,3$ для стержневой гладкой арматуры, так как поперечные стержни приняты $\varnothing 10 \text{ А-I}$.

Отношение модулей упругости:

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,1 \cdot 10^5}{2,9 \cdot 10^5} = 7,24.$$

Коэффициент армирования

$$\mu_w = \frac{nA_{sw1}}{b \cdot s} = \frac{2 \cdot 78,5}{300 \cdot 150} = 0,0034,$$

где $A_{sw1} = 78,5 \text{ мм}^2$, $s = 150 \text{ мм}$.

Напряжение в хомутах

$$\sigma_{sw} = \frac{(Q - Q_{b1})s}{nA_{sw1}h_0} = \frac{(367\,900 - 240\,383,4) \cdot 150}{2 \cdot 78,5 \cdot 740} = 164,6 \text{ МПа,}$$

где $\varphi_n = 0,1 \frac{P_2}{R_{bt, ser} b h_0} = 0,1 \frac{408\,738,4}{1,62 \cdot 300 \cdot 740} = 0,114$; $\varphi_{b4} = 1,5$ — для тя-
желого бетона;

$$Q_{b1} = \frac{0,8 \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt, ser} b h_0^2}{c} = \frac{0,8 \cdot 1,5 \cdot 1,114 \cdot 1,62 \cdot 300 \cdot 740^2}{1850} =$$

$$= 192\,306,7 \text{ МПа}$$

$$c = 2,5 h_0 = 2,5 \cdot 740 = 1850 \text{ мм};$$

$$Q_{b1} \geq \varphi_{b3} (1 + \varphi_n) R_{bt, ser} b h_0 = 0,6 \cdot 1,114 \cdot 1,62 \cdot 300 \cdot 740 =$$

$$= 240\,383,4 \text{ МПа.}$$

Принимаем $Q_{b1} = 240\,383,4 \text{ МПа} > 192\,306,7 \text{ МПа}$.

Ширина непродолжительного раскрытия наклонных трещин от действия полной нагрузки

$$a_{crc1} = \varphi_l \frac{0,6 \sigma_{sw} d_w \eta}{E_s \frac{d_w}{h_0} + 0,15 E_b (1 + 2\alpha \mu_w)} =$$

$$= \frac{1 \cdot 0,6 \cdot 164,6 \cdot 10 \cdot 1,3}{2,1 \cdot 10^5 \cdot \frac{10}{740} + 0,15 \cdot 2,9 \cdot 10^4 (1 + 2 \cdot 7,24 \cdot 0,0034)} = 0,17 \text{ мм.}$$

Вычислим ширину непродолжительного раскрытия наклонных трещин a_{crc2} от действия постоянной и длительной временной нагрузок. Для этого приблизительно определим значение Q по оси средней колонны:

$$Q = \frac{(g_5 + v_2) l_1}{2} = \frac{(39,16 + 48) \cdot 8,8}{2} = 383,5 \text{ кН.}$$

В сечении на расстоянии 690 мм от оси средней колонны

$$Q_2 = \frac{383,5 (4,4 - 0,69)}{4,4} = 323,4 \text{ кН.}$$

Напряжение в хомутах

$$\sigma_{sw} = \frac{(Q - Q_{b1}) s}{A_{sw} h_0} = \frac{(323\,400 - 240\,383,4) 150}{2 \cdot 78,5 \cdot 740} = 107,2 \text{ МПа.}$$

Тогда

$$a_{crc2} = \frac{\varphi_l 0,6 \sigma_{sw} d_w \eta}{E_s \frac{d_w}{h_0} + 0,15 E_b (1 + 2\alpha \mu_w)} =$$

$$= \frac{1 \cdot 0,6 \cdot 107,2 \cdot 10 \cdot 1,3}{2,1 \cdot 10^5 \cdot \frac{10}{740} + 0,15 \cdot 2,9 \cdot 10^4 (1 + 2 \cdot 7,24 \cdot 0,0034)} = 0,113 \text{ мм.}$$

Коэффициент $\varphi_l = 1,492$ при продолжительном действии постоянной и длительной временной нагрузок и бетоне естественной влажности. Остальные величины те же, что и при вычислении a_{crc2} .

Тогда

$$a_{crc3} = \frac{\varphi_l 0,6\sigma_{sw}d_w\eta}{E_s \frac{d_w}{h_0} + 0,15E_b(1 + 2\alpha\mu_w)} =$$

$$= \frac{1,492 \cdot 0,6 \cdot 107,2 \cdot 10 \cdot 1,3}{2,1 \cdot 10^5 \frac{10}{740} + 0,15 \cdot 2,9 \cdot 10^4 (1 + 2 \cdot 7,24 \cdot 0,0034)} = 0,168 \text{ мм} < 0,3 \text{ мм.}$$

Ширина непродолжительного раскрытия наклонных трещин

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} = 0,17 - 0,113 + 0,168 =$$

$$= 0,225 \text{ мм} < 0,4 \text{ мм.}$$

4.3.18. Построение эпюры материалов

Для экономии металла часть продольной арматуры, подобранной по максимальному значению изгибающих моментов, обрывается в сечениях, где она не требуется в связи с уменьшением изгибающих моментов и где прочность нормальных сечений обеспечивается оставшейся арматурой.

Для определения сечений, в которых часть стержней продольной рабочей арматуры может быть оборвана, строится эпюра материалов. По ней графически определяют места теоретического обрыва стержней в точках пересечения огибающей эпюры изгибающих моментов и линий эпюры материалов (см. рис. 4.16).

Так как прочность наклонных сечений по моменту в точке теоретического обрыва стержней не обеспечивается, то их заводят за точку теоретического обрыва на длину l_{pr} , которая называется заделкой обрываемых стержней и обеспечивает прочность наклонного сечения и наличие достаточного количества поперечной арматуры для компенсации части оборванной продольной арматуры.

Величина l_{pr} при отсутствии отгибов определяется по зависимости

$$l_{pr} = \frac{Q}{2q_{wl}} + 5d \geq 20d,$$

где $q_{wl} = \frac{R_s A_{sw1} n}{s}$; Q — поперечная сила в сечении, проходящем через точку теоретического обрыва; d — диаметр обрываемых стержней; q_{wl} — усилие, воспринимаемое поперечной арматурой на единицу длины ригеля.

В данном примере пролетная арматура ригелей принята предварительно напрягаемой и поэтому она не обрывается. Оборвать в этом случае целесообразно только часть опорной арматуры, которая не подвергается предварительному напряжению.

Для построения эпюры материалов необходимо определить изгибающие моменты, которые могут быть восприняты сечением ригеля, заармированного подобранной ранее арматурой по зависимости

$$M = R_s A_s h_0 \xi,$$

где ξ определяется из табл. 4 прил. 2 по значению $\xi = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0}$.

Таблица 4.8

Сечения	Рабочая арматура	h_0 , мм	R_s	A_s	ξ	ζ	[M], кНм
У опоры А	3 \varnothing 22А III	800 — 80 + $\frac{22}{2} = 731$	365	1140	0,124	0,937	285
У опоры В слева	2 \varnothing 32А III; 1 \varnothing 28А III	800 — 80 + $\frac{32}{2} = 736$	365	2223,8	0,24	0,88	525,8
В первом пролете, поверху	2 \varnothing 12А III	800 — 26 = = 774	365	226	0,023	0,9884	63,1
В первом пролете, понизу	2 \varnothing 20А IV; 2 \varnothing 22А IV; + 2 \varnothing 12А III	800 — 50 = = 750 800 — 35 = = 765	$\gamma_{sg} R_s =$ $= 1,18 \times$ $\times 510$ 365	1388 226	0,243 0,0235	0,878 0,9882	550 + + 62,36 = = 612,36

Вычисление ординат эпюры материалов сведено в табл. 4.8.

Значения поперечных сил в сечениях, проходящих через точки теоретического обрыва стержней, вычислены по эпюрам Q (рис. 4.18). Расстояния от оси опор А и В до этих сечений указаны на эпюре материалов (см. рис. 4.16).

Определяем значения l_{pr} для всех расчетных сечений.

У опоры А (на расстоянии 0,75 м от оси опоры А, рис. 4.18):

$$Q_A = 333,8 + 49,4 = 383,2 \text{ кН};$$

$$l_{pr1} = \frac{Q_A}{2q_{wl}} + 5d = \frac{383,200}{2 \cdot 286,5} + 5 \cdot 22 = 779,8 \text{ мм},$$

здесь $q_{wl} = \frac{R_s A_{sw1} n}{s} = \frac{365 \cdot 78,5 \cdot 2}{200} = 286,5 \text{ Н/мм}.$

Значение l_{pr1} должно быть не менее $20d$, то есть $l_{pr1} > 20d = 20 \cdot 22 = 440 \text{ мм}$. Принимаем $l_{pr1} = 779,8 \text{ мм}$.

У опоры В (на расстоянии 2 м от оси опоры)

$$Q_{BA} = 284,3 + 37,7 = 322 \text{ кН};$$

$$l_{pr2} = \frac{Q_{BA}}{2q_{wl}} + 5d = \frac{322000}{2 \cdot 382} + 5 \cdot 32 = 581,5 \text{ мм},$$

где $q_{wl} = \frac{R_s A_{sw1} n}{s} = \frac{365 \cdot 78,5 \cdot 2}{150} = 382 \text{ Н/мм}.$

Значение l_{pr2} должно быть не менее $20d$, то есть $l_{pr2} > 20d = 20 \cdot 32 = 640 \text{ мм}$. Принимаем $l_{pr2} = 640 \text{ мм}$.

Ординаты эпюры материалов ригеля среднего пролета вычисляются аналогично.

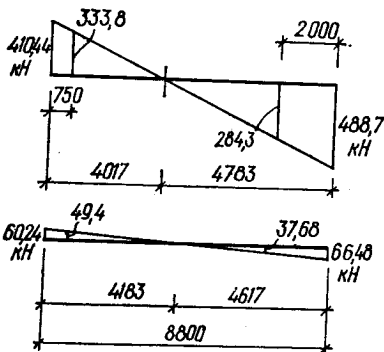


Рис. 4.18. Промежуточные значения поперечных сил Q в точках теоретического обрыва продольной арматуры

Опорная рабочая арматура на опорах *A* и *B* сваривается ванной сваркой с арматурой таких же диаметров, пропущенной через тело примыкающих к ригелю колонн.

На торцовых участках ригелей в пределах зоны влияния поперечных деформаций предварительно напряженной арматуры устанавливаются дополнительные сетки.

У опор ригелей на участках их пониженной высоты предусматривается дополнительная поперечная арматура уменьшенной длины, идущая с шагом 75 мм. Сечение этой поперечной арматуры может быть приближенно вычислено по зависимости

$$A_w = \frac{0,2\gamma_{se}R_{sp}A_{sp}}{R_{sw}} = \frac{0,2 \cdot 1,18 \cdot 510 \cdot 1388}{285} = 586,2 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 10 \emptyset 10AIII, $A_w = 785 \text{ мм}^2 > 586,2 \text{ мм}^2$ (два кар-каса).

В верхней части опорных участков ригелей пониженной высоты устанавливаются дополнительные продольные стержни, площадь сечения которых может быть приближенно определена по зависимости

$$A_s = 0,002bh_0 = 0,002 \cdot 300 \cdot 760 = 456 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 4 \emptyset 12AIII, $A_s = 452 \text{ мм}^2 \approx 456 \text{ мм}^2$.

Конструирование ригеля приведено на рис. 4.16.

4.3.19. Расчет колонн

Колонны рам рассчитываются как внецентренно сжатые элементы от совместного действия изгибающих моментов и продольных сил.

Эпюры изгибающих моментов в стойках нижнего этажа приведены на рис. 4.9; 4.10; 4.11; 4.14.

Для определения продольных сил, действующих на крайнюю стойку, в табл. 4.9 приведен подсчет нагрузок от покрытия и междуэтажного перекрытия с грузовой площадью $6 \times 4,5 = 27 \text{ м}^2$. Для средней стойки грузовая площадь $6 \cdot 9 = 54 \text{ м}^2$.

Зная размеры сечения колонн, можно вычислить вес крайней колонны высотой в один этаж:

$$0,4 \cdot 0,4 \cdot 4,8 \cdot 2,5 \cdot 0,95 \cdot 9,81 \cdot 1,1 = 19,68 \text{ кН}$$

и средней колонны на два нижних этажа:

$$0,4 \cdot 0,6 \cdot 4,8 \cdot 2,5 \cdot 0,95 \cdot 9,81 \cdot 1,1 = 29,52 \text{ кН}.$$

Зная нагрузки, действующие на колонны, можно вычислить продольные силы в колоннах каждого этажа в сечениях сверху и внизу от всех видов нагрузок (табл. 4.10, 4.11). На основании данных табл. 4.10, 4.11 и рис. 4.8, 4.9, 4.10, 4.14 составляем табл. 4.12, где определены расчетные сочетания усилий, возникающих в крайней и средней стойках рам первого этажа.

Обычно расчет производят по нескольким комбинациям усилий и принимают большую площадь сечения арматуры. В данном примере для рамы первого этажа последовательность расчета рассмотрена для

Таблица 4.9

Вид нагрузки	Значения нагрузки	
	при $v_f = 1$, кН	при $v_f > 1$, кН
От покрытия		
<i>Постоянная</i>		
Кровля	$1,85 \cdot 27 = 49,95$	$2,408 \cdot 27 = 65,02$
Панель и бетон замоноличивания	$1,49 \cdot 27 = 40,23$	$1,64 \cdot 27 = 44,28$
Ригель	$7,9 \cdot 4,5 = 35,55$	$8,69 \cdot 4,5 = 39,1$
Итого	125,73	148,41
<i>Временная</i>		
Снег	$0,7 \cdot 27 = 18,9$	$0,98 \cdot 27 = 26,46$
От перекрытия		
<i>Постоянная</i>		
Пол	$0,98 \cdot 27 = 26,46$	$1,65 \cdot 27 = 44,55$
Панель и бетон замоноличивания	$2,52 \cdot 27 = 68,04$	$2,77 \cdot 27 = 74,8$
Перегородки	$1,42 \cdot 27 = 38,34$	$1,56 \cdot 27 = 42,1$
Ригель	$7,9 \cdot 4,5 = 35,55$	$8,69 \cdot 4,5 = 39,1$
Итого	168,39	200,6
<i>Временная</i>		
Кратковременная	$2 \cdot 27 = 54$	$2,4 \cdot 27 = 64,8$
Длительная	$8 \cdot 27 = 216$	$9,6 \cdot 27 = 259,2$
Итого	270	324

одной комбинации усилий: изгибающий момент от полной нагрузки $M = 214,3$ кН · м и соответствующая этому моменту продольная сила $N = 1785,6$ кН. Изгибающий момент от ветровой нагрузки составляет $M_w = 0,9 \cdot 12,89 = 11,6$ кН · м, где 0,9 — понижающий коэффициент, вводимый для моментов и продольных сил от кратковременной нагрузки и от ветра во втором основном сочетании усилий.

В практике проектирования обычно крайние колонны тоже армируют симметричной арматурой.

В таблице 4.12 приведены значения изгибающих моментов на уровне центра тяжести ригеля. Моменты в сечениях колонн на уровне нижней грани ригелей могут быть вычислены из подобия треугольных эпюр M (рис. 4.19).

Итак, при полном моменте $M = 214,3$ кН · м момент от ветра $M_w = 11,6$ кН · м. Тогда момент от всех остальных нагрузок $M_l = 214,3 - 11,6 = 202,7$ кН · м. Понизу ригеля

$$M_l = M \frac{(2/3H - y)}{2/3H} = 202,7 \cdot 10^6 \frac{(2/3 \cdot 4800 - 366)}{2/3 \cdot 4800} = 179,5 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

где H — высота колонны первого этажа, входящая в раму 4.
От ветра

$$M_w = 11,6 \cdot 10^6 \frac{(2/3 \cdot 4800 - 366)}{2/3 \cdot 4800} = 10,3 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм}.$$

Таблица 4.10

Колонна	Схема нагрузки	Этаж	Сечение колонны	Постоянная от покрытия, перекрытий и временная длительная нагрузка, кН	Вес колонны, кН	Σ граф 5 и 6	Кратковременная нагрузка, кН	Полная нагрузка, кН	
Крайняя	I + II	4	Вверху Внизу	148,41 148,41	—	148,41	26,46	174,87	
		3	Вверху Внизу	$148,41 + 200,6 + 259,2 = 608,2$ 608,2	19,68 19,68	627,9	$26,46 + 64,8 = 91,26$	194,6 719,2	
	2	Вверху Внизу	$608,2 + 200,6 + 259,2 = 1068$ 1068	39,36 39,36	1107,4	91,26	$91,26 + 64,8 = 156,06$	738,9 1263,5	
		1	Вверху Внизу	$1068 + 200,6 + 259,2 = 1527,8$ 1527,8	59,04 59,04	1127	156,06	1283,1 1807,7	
	Крайняя	4	Вверху Внизу	148,41 148,41	19,68 19,68	1606,5	148,41	—	1827,4 148,41
			3	Вверху Внизу	$148,41 + 200,6 = 349$ 349	39,36 39,36	368,7	—	168,1 368,7
		2	Вверху Внизу	$349 + 200,6 = 549,6$ 549,6	59,04 59,04	588,96	388,4	588,96	388,4
			1	Вверху Внизу	$549,6 + 200,6 = 750,2$ 750,2	78,7	608,6	—	608,6
		1	Вверху Внизу	750,2	809,2	828,9	—	809,2 828,9	—

Таблица 4.11

Колона	Схема нагрузки	Этаж	Сечение колонны	Постоянная от покрытия, перекрытий и временная длительная нагрузка, кН	Вес колонны, кН	Сумма граф 5 и 6	Кратковременная нагрузка, кН	Полная нагрузка, кН
1	2	3						
Средняя	4	3	Вверху	$148,41 \cdot 2 = 296,82$	—	296,82	26,46	323,28
			Внизу	296,82	19,68	316,5	26,46	342,96
	3	3	Вверху	$296,82 + 200,6 \cdot 2 + 259,2 = 756,6$	19,68	776,3	$26,46 + 64,8 = 91,26$	867,5
			Внизу	756,6	$19,68 \cdot 2 = 39,36$	795,96	91,26	887,2
	2	2	Вверху	$756,6 + 200,6 \cdot 2 + 259,2 = 1216,4$	39,36	1255,8	$91,26 + 64,8 = 156,06$	1411,9
			Внизу	1216,4	$39,36 + 29,52 = 68,88$	1285,3	156,06	1441,4
	1	1	Вверху	$1216,4 + 200,6 \cdot 2 + 259,2 = 1676,2$	68,88	1745,1	$156,06 + 64,8 = 220,86$	1965,96
			Внизу	1676,2	$68,88 + 29,52 = 98,4$	1774,6	220,86	1995,5

Таблица 4.12

Этаж здания	Тип колонны	Сечения	Вид усилия	Постоянная и временная дингтельная нагрузки, кН · м, кН	Временные нагрузки		Расчетные основные сочетания усилий					
					кратковременная	ветровая	первое			второе		
							макс. М, соот. N	мин М, соот. N	макс N, соот. M	макс М, соот. N	мин М, соот. N	макс N, соот. M
I	Крайняя	поверху	M	+178,05 (+46,37)	± 12,89	+205,5	+33,48	+205,5	+214,3	+29,8	+214,3	
			N	1586,8 (809,2)	—	1807,7	809,2	1807,7	1795,6	809,2	1785,6	
	Средняя	внизу	M	-89,02 (-23,18)	± 25,79	+2,61	-114,8	-102,7	-124,6	-124,6		
			N	1606,5 (828,9)	—	828,9	1606,5	1827,4	828,9	1805,3	1805,3	
Средняя	поверху	M	-159,24 (+128,8)	± 14,32	+163,1	-196,6	-196,6	+172,6	-205,8	-205,8		
		N	1745,1 (1745,1)	—	1965,9	1965,9	1965,9	1943,9	1943,9	1943,9		
Средняя	внизу	M	+79,6 (-64,4)	± 28,64	+108,3	-93,04	+108,3	+122,2	-105,6	+122,2		
		N	1774,6 (1774,6)	—	1774,6	1774,6	1995,5	1973,4	1973,4	1973,4		

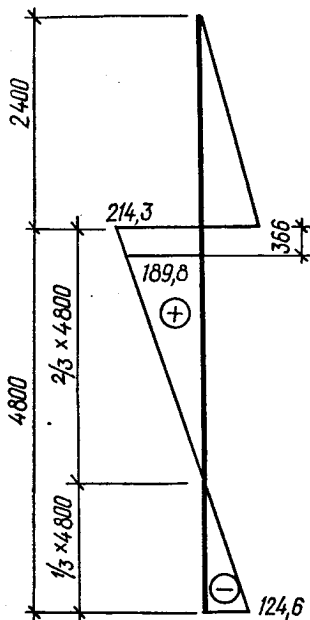


Рис. 4.19. Эпюра изгибающих моментов в крайней колонне при втором основном сочетании усилий

В данном примере расчета к непродолжительным нагрузкам может быть отнесен только ветер. Расчетные усилия, вычисленные выше:

$$M = 179,5 + 10,3 = 189,8 \text{ кН} \cdot \text{м} \text{ — от полной нагрузки;}$$

$M_l = 179,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$ — от постоянной, длительной и кратковременной нагрузки;

$$M_w = 10,3 \text{ кН} \cdot \text{м} \text{ — от ветровой нагрузки;}$$

$$N = 1785,6 \text{ кН} \text{ — полная продольная сила.}$$

Определим моменты внешних сил относительно растянутой арматуры от постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, подсчитанных без учета и с учетом ветровой нагрузки:

$$M_I = M_l + N \frac{h_0 - a'}{2} = 179,5 + 1785,6 \frac{0,36 - 0,04}{2} = 465,2 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{II} = M_l + M_w + N \frac{h_0 - a'}{2} = 179,5 + 10,3 + 1785,6 \frac{0,36 - 0,04}{2} = 475,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Так как $0,77M_{II} = 0,77 \cdot 475,5 = 366,1 < M_I = 465,2 \text{ кН} \cdot \text{м}$, то расчет следует производить на оба случая.

При не выполнении вышеприведенного условия расчет можно производить только по второму случаю, принимая расчетные сопротивления бетона R_b и R_{bt} (при $\gamma_{b1} = 1$) с коэффициентом γ_{b2} , равным $0,85P_{II}/P_I = 0,85 \cdot 475,5/465,2 = 0,87$.

Согласно СНиП 2.03.01-84, для учета влияния длительности действия нагрузок на прочность железобетонных элементов, их следует рассчитывать на два случая:

на действие постоянных, временных длительных и кратковременных нагрузок кроме нагрузок непродолжительного действия (ветер, краны, нагрузки, возникающие при изготовлении, транспортировании и т. п.); расчетные сопротивления бетона R_b и R_{bt} вводятся в расчет при $\gamma_{b2} = 0,9$;

на действие всех нагрузок, включая непродолжительные нагрузки (R_b и R_{bt} вводятся в расчет при $\gamma_{b2} = 1,1$).

При наличии нагрузок непродолжительного действия расчет ведется только по второму случаю при выполнении условия:

$$P_I < 0,77P_{II},$$

где P_I — усилие от нагрузок, используемых при расчете по первому случаю; P_{II} — то же, по второму случаю.

Если нагрузок непродолжительного действия нет, то расчет производится только по первому случаю.

Данные для проектирования. Колонны изготавливаются из бетона класса В25; коэффициент условий работы $\gamma_{b2} = 0,87$ ($R_b = 14,5$; $R_{bt} = 1,05$ МПа; $E_b = 2,7 \cdot 10^4$ МПа).

Расчетная длина $L_0 = 4,8$ м. Размеры сечения крайней колонны 400×400 мм.

Рабочая и монтажная арматура колонны класса А-III (при $\varnothing 10 - 40$ мм $R_s = 365$ МПа; $R_{sw} = 295$ МПа; $R_{sc} = 365$ МПа; при $\varnothing 6 - 8$ мм $R_{sc} = 355$ МПа, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа).

Расчет колонны в плоскости изгиба. Расчет выполняем по блок-схеме 20 прил. 4. При гибкости колонны $\frac{l_0}{h} = \frac{4800}{400} = 12 > 4$ следует учитывать влияние прогиба колонны, поэтому нужно вычислить коэффициент η . Этот расчет выполняем по блок-схеме 18 прил. 4.

1. Эксцентриситет приложения силы N

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{189,8 \cdot 10^6}{1785,6 \cdot 10^3} = 106,3 \text{ мм.}$$

2. $M_1 = M + 0,5N(h_0 - a') = 189,8 \cdot 10^6 + 0,5 \cdot 1785,6 \cdot 10^3 \times (360 - 40) = 475,4 \cdot 10^6$ Н·мм.

3. $M_{1l} = M_l + 0,5N(h_0 - a') = 179,5 \cdot 10^6 + 0,5 \cdot 1785,6 \cdot 10^3 \times (360 - 40) = 465,1 \cdot 10^6$ Н·мм.

4. Гибкость колонны

$$\frac{l_0}{h} = \frac{4800}{400} = 12 > 4.$$

5. $\frac{l_0}{h} = 12 > 10$.

7. Изгибающие моменты M и M_l одного знака, так как изгибающий момент от ветра $M_w = M - M_l = 189,8 - 179,5 = 10,3$ кН·м, изменяющий знак, меньше момента от суммы постоянной и длительной временной нагрузок M_l .

8. Коэффициент φ_l , учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб колонны,

$$\varphi_l = 1 + \beta \frac{M_{1l}}{M_1} = 1 + 1 \frac{465,9 \cdot 10^6}{475,4 \cdot 10^6} = 1,98,$$

где $\beta = 1$ для тяжелого бетона.

10. $\varphi_l = 1,98 < 1 + \beta = 1 + 1 = 2$.

11. Принимаем $\varphi_l = 2$.

14. Колонна является статически неопределимой конструкцией.

15. Случайные эксцентриситеты:

$$e_a = \frac{l_0}{600} = \frac{4800}{600} = 8 \text{ мм;}$$

$$e_a = \frac{h}{30} = \frac{400}{30} = 13,33 \text{ мм.}$$

15'. $e_0 = 106,3 \text{ мм} > e_a = 13,33 \text{ мм.}$

16. Коэффициент

$$\delta_{e, min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 \gamma_{b2} R_b,_{sr} = 0,5 - 0,01 \frac{4800}{400} - 0,01 \cdot 0,87 \cdot 14,5 = 0,254.$$

$$17. \delta_e = \frac{e_0}{h} = \frac{106,3}{400} = 0,266.$$

$$18. \alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{2,7 \cdot 10^4} = 7,4.$$

$$19. \delta_e = 0,266 < 1,5.$$

20. $\varphi_D = 1$, так как в колонне отсутствует предварительно напрягаемая арматура.

21. Условная критическая сила

$$\begin{aligned} N_{cr} &= \frac{1,6 E_b b h^3}{l_0^2} \left[\frac{1}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e / \varphi_D} + 0,1 \right) + \mu \alpha \left(\frac{h_0 - a}{h} \right)^2 \right] = \\ &= \frac{1,6 \cdot 2,7 \cdot 10^4 \cdot 400 \cdot 400^3}{4800} \left[\frac{1}{2} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,266/1} + 0,1 \right) + \right. \\ &\quad \left. + 0,015 \cdot 7,4 \cdot \left(\frac{360 - 40}{400} \right)^2 \right] = 14,45 \cdot 10^6 \text{ Н.} \end{aligned}$$

22. Коэффициент

$$\eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}} = \frac{1}{1 - 1785,6 \cdot 10^3 / 14,45 \cdot 10^6} = 1,14.$$

Расчет продолжаем по блок-схеме 20 прил. 4.

1. Рабочая высота сечения

$$h_0 = h - a = 400 - 40 = 360 \text{ м.}$$

2. Расстояние от усилия N до арматуры

$$e = \eta e_0 + 0,5 (h - a') = 1,14 \cdot 106,3 + 0,5 (400 - 40) = 301,2 \text{ мм.}$$

3. Характеристика деформативных свойств бетона сжатой зоны

$$\omega = \alpha - 0,008 \gamma_{b2} R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 0,87 \cdot 14,5 = 0,75.$$

4. Коэффициент условия работы $\gamma_{b2} = 0,87 < 1$.

5. Предельное напряжение в арматуре сжатой зоны $\sigma_{sc,u} = 500 \text{ МПа}$, так как $\gamma_{b2} < 1$.

6. Граничная относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)} = \frac{0,75}{1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,75}{1,1} \right)} = 0,606.$$

$$7. \delta = a' / h_0 = 40 / 360 = 0,111.$$

$$8. \rho_n = \frac{N}{R_b b h_0} = \frac{1785600}{0,87 \cdot 14,5 \cdot 400 \cdot 360} = 0,98.$$

$$9. \alpha_m = \frac{N e}{R_b b h_0^2} = \frac{1785600 \cdot 301,2}{0,87 \cdot 14,5 \cdot 400 \cdot 360^2} = 0,82.$$

$$10. \alpha_n = 0,98 > \xi_R = 0,606.$$

$$11. \alpha = \frac{\alpha_m - \alpha_n(1 - 0,5\alpha_n)}{1 - \delta} = \frac{0,82 - 0,98(1 - 0,5 \cdot 0,98)}{1 - 0,111} = 0,365.$$

Расчет продолжаем по блок-схеме 19 прил. 4.

16. Относительная высота сжатой зоны бетона

$$\xi = \frac{\alpha_n(1 - \xi_R) + 2\alpha\xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha} = \frac{0,98(1 - 0,606) + 2 \cdot 0,365 \cdot 0,606}{1 - 0,606 + 2 \cdot 0,365} = 0,736.$$

Расчет ведем по блок-схеме 20 прил. 4.

13. Требуемое сечение рабочей арматуры

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \xi(1 - 0,5\xi)}{1 - \delta} = \frac{0,87 \cdot 14,5 \cdot 400 \cdot 360}{365} \times \\ \times \frac{0,82 - 0,736(1 - 0,5 \cdot 0,736)}{1 - 0,111} = 1987,4 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2 \varnothing 22 А III и 2 \varnothing 28 А III, $A_s = A'_s = 760 + 1232 = 1992 > 1987,4 \text{ мм}^2$.

14. Коэффициент армирования

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{bh} = \frac{1992 + 1992}{400 \cdot 400} = 0,0249 > 0,015.$$

Так как полученная площадь арматуры $A_s = A'_s$ существенно превышает принятую ($\mu = 0,015$) при определении условной критической силы, то, следовательно, значение $A_s = A'_s$ вычислено с погрешностью. Поэтому уточняем расчет при $\mu = 0,025$.

$$21. N_{cr} = \frac{1,6E_b b h^3}{I_0^2} \left[\frac{1}{\varphi_I} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_s} + 0,1 \right) + \mu \alpha \left(\frac{h_0 - a}{h} \right)^2 \right] = \\ = \frac{1,6 \cdot 2,7 \cdot 10^4 \cdot 400 \cdot 400^3}{4800^2} \left[\frac{1}{2} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,266} + 0,1 \right) + \right. \\ \left. + 0,025 \cdot 7,4 \left(\frac{360 - 40}{400} \right)^2 \right] = 16,96 \cdot 10^6 \text{ Н.}$$

$$22. \eta = \frac{1}{1 - N/N_{cr}} = \frac{1}{1 - 1785,6 \cdot 10^3 / 16,96 \cdot 10^6} = 1,12.$$

Расчет продолжаем по блок-схеме 20 прил. 4.

$$2. e = \eta e_0 + 0,5(h - a) = 1,12 \cdot 106,3 + 0,5(400 - 40) = 299,05 \text{ мм.}$$

$$9. \alpha_m = \frac{Ne}{R_b b h_0^2} = \frac{1785600 \cdot 299,05}{0,87 \cdot 14,5 \cdot 400 \cdot 360^2} = 0,816.$$

$$11. \alpha = \frac{\alpha_m - \alpha_n(1 - 0,5\alpha_n)}{1 - \delta} = \frac{0,816 - 0,98(1 - 0,5 \cdot 0,98)}{1 - 0,111} = 0,361.$$

Расчет продолжаем по блок-схеме 19 прил. 4.

$$16. \xi = \frac{\alpha_n(1 - \xi_R) + 2\alpha\xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha} = \frac{0,98(1 - 0,606) + 2 \cdot 0,361 \cdot 0,606}{1 - 0,606 + 2 \cdot 0,361} = 0,738.$$

Расчет ведем по блок-схеме 20 прил. 4.

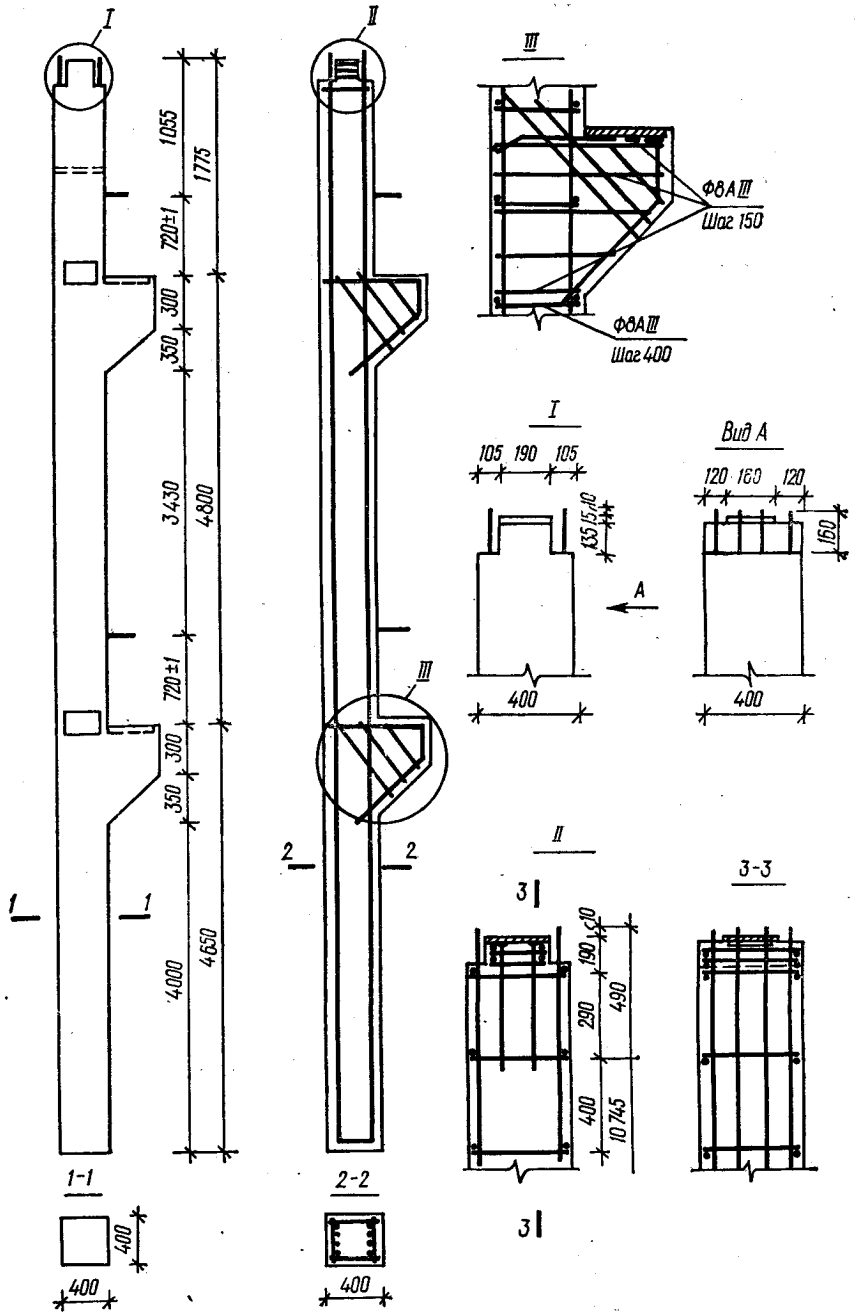


Рис. 4.20. Конструирование крайней колонны

$$13. A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_m - \xi (1 - 0,5\xi)}{1 - \delta} = \frac{0,87 \cdot 14,5 \cdot 400 \cdot 360}{365} \times \\ \times \frac{0,816 - 0,738 (1 - 0,5 \cdot 0,738)}{1 - 0,111} = 1959,4 \text{ мм}^2.$$

Окончательно принимаем 2 \varnothing 22 А III и 2 \varnothing 28 А III, $A_s = A'_s = 1992 > 1959,4 \text{ мм}^2$,

$$\mu = \frac{1992 \cdot 2}{400 \cdot 400} = 0,0249.$$

Поперечная арматура колонны принята \varnothing 8 А III с шагом 400 мм, что не более $20d = 20 \cdot 22 = 440 \text{ мм}$.

Конструирование колонны приведено на рис. 4.20.

4.3.20. Стык колонн второго этажа

При больших эксцентриситетах наиболее целесообразен стык колонн на ванной сварке продольной рабочей арматуры в соответствии с рис. 4.20. При этом типе стыка по боковым граням колонн в местах расположения продольной рабочей арматуры устраиваются подрезки и выступающая из бетона арматура верхней и нижней колонн сваривается ванной сваркой. После сварки в месте стыка устанавливаются дополнительные сетки и затем стык замоноличивается бетоном того же класса или ниже на одну ступень класса бетона колонны.

В данном примере принят бетон класса В25, $R_b = 14,5 \text{ МПа}$.

Стык такого типа должен быть рассчитан для двух стадий:

до замоноличивания как шарнирный на нагрузки, действующие в этой стадии;

после замоноличивания как жесткий с косвенным армированием.

При расчете стыка до замоноличивания усилие от нагрузки воспринимается бетоном выступа колонны, усиленным сетчатым армированием (N_1), и арматурными выпусками, сваренными ванной сваркой (N_2). Поэтому условие прочности стыка:

$$N \leq N_1 + N_2 = 0,75 R_{b,red} A_{loc1} + 0,5 \varphi_1 R_{sc} A_s,$$

где 0,75 — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения нагрузки под центрирующей прокладкой; $R_{b,red}$ — приведенная призматическая прочность бетона, определяемая по формуле

$$R_{b,red} = \varphi_b R_b + \varphi \mu_{xy} R_{s,xy} \varphi_s;$$

A_{loc1} — площадь смятия; в данном примере расчете A_{loc1} принята равной площади распределительного листа, так как центрирующую прокладку приваривают при монтаже; φ — коэффициент продольного изгиба выпусков арматуры; A_s — площадь сечения всех выпусков арматуры.

При сечении подрезки 100×400 мм (рис. 4.20) размеры выступа колонны, ограниченного контуром сеток:

$$b_1 = 400 - 2 \cdot 105 - 2 \cdot 15 - 2 \cdot 15 = 130 \text{ мм};$$

$$h_1 = 400 - 2 \cdot 15 - 2 \cdot 15 = 340 \text{ мм},$$

где 15 мм — расстояние от края выступа до осей крайних стержней сетки.

Тогда площадь смятия $A_{ef} = b_1 h_1 = 130 \cdot 340 = 44200 \text{ мм}^2$.

Принимаем $A_{loc2} = A_{ef} = 44200 \text{ мм}^2$.

Ширину для A_{loc1} обычно принимают такой же, как и для A_{loc2} .

Поэтому $A_{loc1} = 130 \cdot 190 = 24700 \text{ мм}^2$.

Коэффициент:

$$\varphi_b = \sqrt[3]{A_{loc2}/A_{loc1}} = \sqrt[3]{44200/24700} = 1,13.$$

Арматура сеток принята $\varnothing 6$ АIII, то есть $A_{sx} = A_{sy} = 28,3 \text{ мм}^2$.

В коротком направлении выступа укладывается три стержня, а в длинном — пять (см. рис. 4.20).

Коэффициент косвенного армирования

$$\mu_{xy} = \frac{n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y}{A_{ef} s} = \frac{5 \cdot 28,3 \cdot 130 + 3 \cdot 28,3 \cdot 340}{4420 \cdot 50} = 0,021.$$

Коэффициент эффективности косвенного армирования

$$\varphi = \frac{1}{0,23 + \Psi} = \frac{1}{0,23 + 0,287} = 1,934,$$

где

$$\Psi = \frac{\mu_{xy} R_{s, xy}}{\gamma_{b2} R_b + 10} = \frac{0,021 \cdot 355}{1,1 \cdot 14,5 + 10} = 0,287,$$

здесь $\gamma_{b2} = 1,1$, так как в действующем усилии учитывается нагрузка от ветра и расчет ведется в стадии монтажа.

Теперь можно определить значение $R_{b, red}$

$$R_{b, red} = \varphi_b R_b + \varphi \mu_{xy} R_{s, xy} \varphi_s =$$

$$= 1,213 \cdot 1,1 \cdot 14,5 + 1,934 \cdot 0,021 \cdot 355 \cdot 2,566 = 56,35 \text{ МПа},$$

где $\varphi_s = 4,5 - 3,5 \frac{A_{loc1}}{A_{ef}} = 4,5 - 3,5 \frac{24700}{44200} = 2,566$.

Тогда

$$N_1 = 0,75 R_{b, red} A_{loc1} = 0,75 \cdot 56,35 \cdot 24700 = 1043893,7 \text{ Н} = 1043,9 \text{ кН}.$$

Для определения усилия N_2 следует вычислить коэффициент продольного изгиба φ_1 . Его значение принимается по табл. 4.13 в зависимости от гибкости выпусков арматуры, равной отношению действительной длины стержней (для каждой колонны $l_0 = 160$ мм, рис. 4.20) в стыке к радиусу инерции, то есть $\frac{l_0 \cdot 2}{i} = \frac{160 \cdot 2}{5} = 64$.

Радиус инерции можно вычислить, зная, что момент инерции круга

Таблица 4.13

l_0/l	Коэффициент φ_1			l_0/l	Коэффициент φ_1		
	A-I	A-II	A-III		A-I	A-II	A-III
0	1	1	1	60	0,82	0,792	0,764
10	0,988	0,987	0,985	70	0,77	0,73	0,682
20	0,97	0,968	0,962	80	0,715	0,66	0,604
30	0,943	0,935	0,927	90	0,67	0,592	0,523
40	0,905	0,892	0,878	100	0,582	0,515	0,437
50	0,867	0,843	0,823				

равен $I = \frac{\pi d^4}{64}$, а площадь арматурного стержня $A = \frac{\pi d^2}{4}$. Тогда радиус инерции:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{\pi d^4 \cdot 4}{64 \pi d^2}} = \sqrt{\frac{d^2}{16}} = \frac{22}{4} = 5,5 \text{ мм.}$$

При $\frac{l_0}{i} = \frac{320}{5,5} = 58,2$ по табл. 4.13 $\varphi_1 = 0,776$.

Усилие, воспринимаемое выпусками арматуры

$$N_2 = 0,5 \varphi_1 R_{sc} A_s = 0,5 \cdot 0,776 \cdot 365 \cdot 3984 = 564214,08 \text{ Н} = 564,2 \text{ кН.}$$

Усилие, которое может выдержать колонна в стыке до замоноличивания, равно сумме N_1 и N_2 :

$$[N] = N_1 + N_2 = 1043,9 + 564,2 = 1608,1 \text{ кН} > 1263,5 \text{ кН}$$

(табл. 4.13, в стадии эксплуатации).

Таким образом, прочность колонны в стыке до замоноличивания больше усилий, вызванных нагрузкой даже в стадии эксплуатации. Проверку прочности стыка в стадии эксплуатации можно не производить, так как добавится еще прочность замоноличенного бетона.

Конструирование стыка колонн приведено на рис. 4.20.

4.3.21. Консоль колонны

Консоль крайней колонны воспринимает поперечную силу ригеля от одного междуэтажного перекрытия. В данном примере эта поперечная сила $Q_A = 470,68$ (табл. 4.7).

Требуемый вылет консоли l_1 из условия минимальной площадки опирания ригеля:

$$l_1 = \frac{Q}{bR_b} = \frac{470680}{300 \cdot 14,5 \cdot 0,87} = 124,4,$$

где $b = 300$ мм — ширина ригеля.

Принимаем вылет консоли $l_1 = 350$ мм с учетом возможности неравномерного давления ригеля на опорную площадку и расстояния от торца ригеля до грани колонны 60 мм.

Требуемая рабочая консоли h_0 может быть вычислена по формуле:

$$h_0 \geq \frac{Q}{2,5R_{bt}b_1} = \frac{470680}{2,5 \cdot 1,05 \cdot 0,87 \cdot 400} = 515,2 \text{ мм},$$

где $b_1 = 400$ мм — размер грани колонны.

Принимаем высоту консоли $h = 650$ мм, так как полная высота консоли обычно $(0,7 - 0,8) h_1 = (0,7 - 0,8) \cdot 800 = 560 \dots 640$ мм, где h_1 — высота ригеля.

Тогда $h_0 = h - a = 650 - 50 = 600$ мм.

Условие $l_1 = 350 \leq 0,9h_0 = 0,9 \cdot 600 = 540$ мм выполняется и данная консоль может быть отнесена к коротким.

Высоту консоли у свободного края обычно принимают не менее $1/3$ высоты ригеля: $1/3 \cdot 800 = 266,6$ мм. Принимаем ее равной 300 мм.

Таким образом, ригель опирается на консоль на длине площадки, равной 275 мм, так как зазор между торцом ригеля и гранью колонны принят 60 мм, а длина планки поверху консоли — 275 мм.

Расчетный изгибающий момент силы Q_A относительно грани колонны $M = Q_A a$, где $a = 60 + 275/2 = 197,5$ мм — расстояние от силы Q_A до грани примыкания консоли к колонне с учетом зазора между торцом ригеля и гранью колонны 60 мм.

Тогда $M = Q a = 470,68 \cdot 0,1975 = 92,96$ кН · м.

Требуемую площадь сечения продольной арматуры подбираем по изгибающему моменту M , увеличенному на 25 %:

$$\alpha_m = \frac{1,25M}{R_{bt}b_1h_0^2} = \frac{1,25 \cdot 92960000}{0,87 \cdot 14,5 \cdot 400 \cdot 600^2} = 0,064;$$

при $\alpha_m = 0,064$ по табл. 4 прил. 2 $\zeta = 0,967$; тогда

$$A_s = \frac{1,25M}{R_s \zeta h_0} = \frac{1,25 \cdot 92960000}{365 \cdot 0,967 \cdot 600} = 548,7 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2 \varnothing 20 АIII $A_s = 628 \text{ мм}^2 > 548,7 \text{ мм}^2$.

Эти стержни привариваются к закладным деталям консоли (рис. 4.20). Площадь сечения отогнутой арматуры можно определить по зависимости

$$A_{s,inc} = 0,002bh_0 = 0,002 \cdot 400 \cdot 600 = 480 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 6 \varnothing 12 АIII.

Кроме продольной рабочей арматуры в консолях такого типа устанавливаются еще горизонтальные хомуты. При этом шаг хомутов должен быть не более 150 мм и не более $1/4$ высоты консоли, то есть $h/4 = 650/4 = 162,5$ мм. Хомуты принимаем двухветвевые класса А-I диаметром 8 мм ($A_{sw} = 50,3 \text{ мм}^2$). Шаг хомутов в пределах консоли принят $s_w = 150$ мм.

Прочность консоли проверяем по условию

$$Q \leq 0,8\varphi_{w2}R_{bt}b_l \sin \theta,$$

где φ_{w2} — коэффициент, учитывающий влияние поперечной арматуры

$$\varphi_{w2} = 1 + 5\alpha\mu_{w1} = 1 + 5 \cdot 7,4 \cdot 0,0016 = 1,059,$$

здесь

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2 \cdot 10^5}{2,7 \cdot 10^4} = 7,4;$$

$$\mu_{w1} = \frac{A_{s,w}}{b_1 s_w} = \frac{2 \cdot 50,3}{400 \cdot 150} = 0,0016;$$

l_b — расчетный размер полосы бетона, определяемый по выражению $l_b = l_{sup} \sin \theta = 275 \times 0,88 = 242$ мм, здесь $l_{sup} = 275$ мм — длина площадки передачи нагрузки вдоль вылета консоли, равная $350 - 60 - 15 = 275$ мм, а $\theta = 45^\circ$ — угол наклона расчетной сжатой полосы к горизонтали (рис. 4.21).

Тогда

$$Q = 470,6 \text{ кН} \leq 0,8\varphi_{w2}R_b h_1 l_b \sin \theta = 0,8 \cdot 1,059 \cdot 0,87 \cdot 14,5 \cdot 400 \cdot 242 \cdot 0,88 = 910397,8 \text{ Н} = 910,39 \text{ кН}.$$

Согласно СНиП 2.03.01-84 правая часть последнего неравенства должна быть не более $3,5R_{bt}b_1h_0$, то есть:

$$Q = 470,68 \text{ кН} \leq 3,5R_{bt}b_1h_0 = 3,5 \cdot 0,87 \cdot 1,05 \cdot 400 \cdot 600 = 767340 \text{ Н} = 767,34 \text{ кН}.$$

Оба условия выполняются. Таким образом, прочность наклонной сжатой полосы между грузом и опорой консоли обеспечена.

Конструирование крайней колонны приведено на рис. 4.20.

4.4. МЕЖДУЭТАЖНОЕ МОНОЛИТНОЕ ПЕРЕКРЫТИЕ С БАЛОЧНЫМИ ПЛИТАМИ

4.4.1. Конструктивная схема перекрытия

Требуется запроектировать ребристое монолитное перекрытие с балочной плитой под полезную нагрузку 7 кН/м^2 (при $\gamma_l = 1$).

Для разработки принята конструктивная схема перекрытия четырехэтажного здания с поперечным расположением главных балок (рис. 4.22).

4.4.2. Назначение размеров поперечного сечения элементов

Для определения веса элементов перекрытия и расчетных пролетов задается размерами поперечного сечения балок в зависимости от их пролетов в осях.

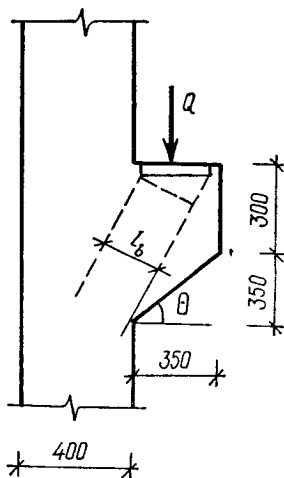


Рис. 4.21. К расчету консоли

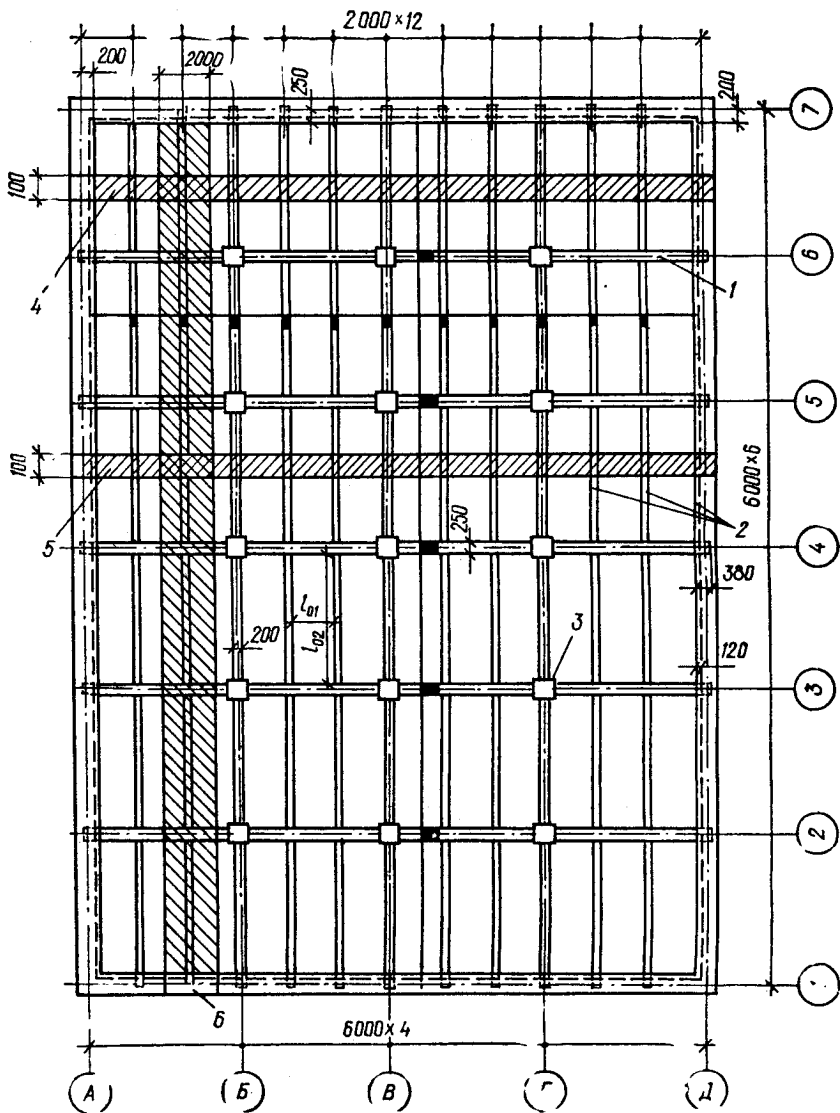


Рис. 4.22. Конструктивная схема монолитного ребристого перекрытия с балочными плитами:

1 — главная балка; 2 — второстепенная балка; 3 — колонна; 4 — расчетная полоса I у края перекрытия; 5 — расчетная полоса II в середине перекрытия; 6 — расчетная полоса второстепенной балки

Таблица 4.14

Толщина плиты, см	Пролеты плиты, мм, при полезной нагрузке v , кН/м ² (при $\gamma_f = 1$)									
	4	5	6	7	8	9	10	12,5	15	20
7	2,1—2,7	2,2—2,5	2—2,4	1,8—2,2	1,7—2,1	—	—	—	—	—
8	2,3—3	2,2—2,8	2,1—2,7	2—2,6	1,9—2,5	1,8—2,4	1,8—2,3	1,7—2,2	1,6—2	1,5—1,8

Второстепенная балка. Высота балки $h = \left(\frac{1}{12} \dots \frac{1}{18}\right) l$.

Принимаем $h = \frac{1}{15} \cdot 600 = 40$ см.

Ширина ребра $b = \left(\frac{1}{2} \dots \frac{1}{3}\right) h$. Принимаем $b = \frac{40}{2} = 20$ см.

Главная балка. Высота балки $h = \left(\frac{1}{8} \dots \frac{1}{12}\right) l$. Принимаем $h = \frac{1}{9} \cdot 600 = 70$ см.

Ширина ребра $b = \left(\frac{1}{2} \dots \frac{1}{3}\right) h$. Принимаем $b = \frac{70}{2,5} = 25$ см.

Толщина плит ребристых перекрытий назначается по возможности минимальной в пределах $\left(\frac{1}{25} \dots \frac{1}{40}\right) l_f$ и не менее: для покрытий — 40 мм, междуэтажных перекрытий гражданских зданий — 50 мм, междуэтажных перекрытий производственных зданий — 60...80 мм. Рекомендуемые пролеты плит в зависимости от нагрузки и толщины приведены в табл. 4.14.

При полезной нагрузке $v = 7$ кН/м² и $\gamma_f = 1$, и пролетах плиты 2 м толщину ее принимаем 7 см (табл. 4.14).

4.4.3. Данные для проектирования

Для монолитного ребристого перекрытия принимаем бетон класса В15 с прочностными характеристиками:

$$R_b = 8,5 \text{ МПа}, R_{bt} = 0,75 \text{ МПа (табл. 1 прил. 1)}.$$

При расчете данных конструкций по предельным состояниям первой группы для расчетных сопротивлений бетона, согласно п. 2.13 табл. 15 [10], вводится коэффициент условия работы бетона $\gamma_{b2} = 0,9$:

$$R_b = 8,5 \cdot 0,9 = 7,65 \text{ МПа}; R_{bt} = 0,75 \cdot 0,9 = 0,675 \text{ МПа}.$$

Армирование плиты приводим в двух вариантах.

В а р и а н т I. Армирование сварными рулонными сетками с продольной рабочей арматурой из обычной арматурной проволоки, класса Вр-I диаметром 3—5 мм. Расчетные сопротивления арматуры в зависимости от диаметров:

при 5 ВрI $R_s = 360$ МПа; при 4ВрI $R_s = 365$ МПа;

при 3 ВрI $R_s = 375$ МПа (табл. 3 прил. 1).

В а р и а н т - II. Армирование сварными рулонными сетками с поперечной рабочей арматурой класса А-III. Для стержней диаметром 6—8 мм $R_s = 355$ МПа.

Продольные рабочие стержни сварных каркасов второстепенных балок класса А-II с расчетным сопротивлением $R_s = 280$ МПа. Монтажные и поперечные стержни каркасов принимаем класса А-I с расчетными сопротивлениями $R_s = 255$ МПа и $R_{sw} = 175$ МПа, (табл. 2 прил. 1).

4.4.4. Расчет плиты

Расчетные пролеты и нагрузки. Расчетные пролеты плиты равны расстоянию в свету, то есть расстоянию между гребнями второстепенных балок (рис. 4.23,а)

$$l_{01} = l_1 - b_{sb} = 200 - 20 = 180 \text{ см.}$$

Для крайних пролетов плиты расчетным пролетом является расстояние от грани крайней второстепенной балки до оси опоры плиты на стене

$$l'_{01} = l'_1 - 20 - \frac{b_{sb}}{2} + \frac{c}{2} = 200 - 20 - \frac{20}{2} + \frac{12}{2} = 176 \text{ см.}$$

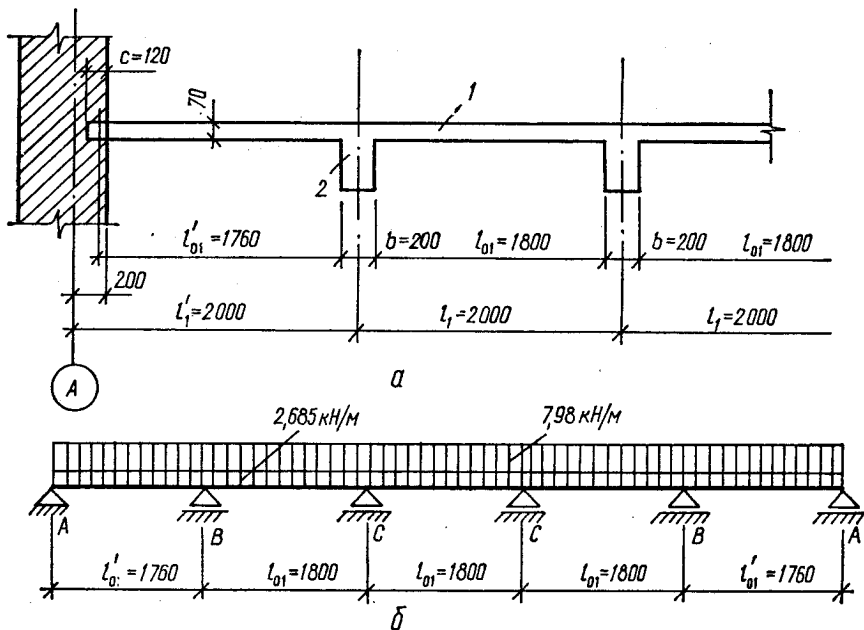


Рис. 4.23. Плита перекрытия:

а — расчетные пролеты плиты; 1 — плита; 2 — второстепенная балка; б — расчетная схема плиты

Таблица 4.15

Нагрузка	Значение нагрузки при $\gamma_f = 1$, кН/м ²	Коэффициенты надежности по нагрузке	Значение нагрузки при $\gamma_f > 1$, кН/м ²
Постоянная <i>g</i>			
Плиточный пол $\delta = 15$ мм, $\rho = 2000$ кг/м ³ 0,015 · 2,0 · 9,81 · 0,95	0,28	1,1	0,31
Цементный раствор $\delta = 22$ мм, $\rho = 2200$ кг/м ³ 0,022 · 2,2 · 9,81 · 0,95	0,451	1,3	0,586
Вес плиты $\delta = 70$ мм, $\rho = 2500$ кг/м ³ 0,07 · 2,5 · 9,81 · 0,95	1,63	1,1	1,79
Итого <i>g</i>	2,361	—	2,686
Полезная <i>v</i> = 7 · 0,95	6,65	1,2	7,98

В длинном направлении расчетный пролет плиты равен расстоянию между гранями главных балок

$$l_{02} = l_2 - b_{mb} = 600 - 25 = 575 \text{ см.}$$

В этих формулах: l_1 — средние пролеты плиты в осях второстепенных балок; b_{sb} — ширина ребра второстепенных балок; l'_1 — крайние пролеты плиты, пролет между разбивочной осью на стене здания и осью второстепенной балки; 20 — расстояние от внутренней грани стены до разбивочной оси; c — глубина опирания плиты в стене; l_2 — средние пролеты плиты в осях главных балок; b_{mb} — ширина ребра главных балок.

Так как отношение расчетных пролетов плиты

$$\frac{l_{02}}{l_{01}} = \frac{5,75}{1,8} = 3,2 > 3,$$

плиту рассчитываем как балочную вдоль коротких пролетов.

Определение нагрузок на плиту кН/м², приведено в табл. 4.15 с учетом коэффициента надежности по назначению сооружения 0,95.

Полная нагрузка на 1 м² плиты

$$q = g + v = 2,686 + 7,98 = 10,67 \text{ кН/м}^2.$$

Для расчета плиты выделяем полосу шириной в 1 м и рассчитываем ее как многопролетную неразрезную балку шириной $b = 100$ см. На рис. 4.22 показаны расчетные полосы I и II. Полная расчетная нагрузка на 1 м расчетной полосы плиты

$$q = 10,67 \cdot 1 = 10,67 \text{ кН/м.}$$

Усилия от нагрузок *M*. Изгибающие моменты определяем с учетом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций. Расчетная схема плиты и нагрузки приведены на рис. 4.23,б.

В крайнем пролете и на первой промежуточной опоре

$$M_1 = -M_B = \pm \frac{q l_{01}^2}{11} = \pm \frac{10,67 \cdot 1,76^2}{11} = \pm 3 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

в средних пролетах и на средних опорах

$$M_{II} = M_{III} = -M_C = \pm \frac{q l_{01}^2}{16} = \pm \frac{10,65 \cdot 1,8^2}{16} = \pm 2,16 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Проверим принятую толщину плиты.

Расчет выполняем по блок-схеме 5 прил. 4.

1. Принимаем $\xi = 0,15$ и $b = 1000$ мм.

2. $\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi) = 0,15(1 - 0,5 \cdot 0,15) = 0,139$.

$$3. h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m R_b b}} = \sqrt{\frac{3 \cdot 10^6}{0,139 \cdot 7,65 \cdot 1000}} = 53,1 \text{ мм}.$$

4. Принимаем расстояние от растянутой грани плиты до центра тяжести растянутой арматуры при защитном слое бетона 10 мм и предполагаемом диаметре рабочей арматуры 10 мм:

$$a = 10 + \frac{10}{2} = 15 \text{ мм}.$$

5. $h = h_0 + a = 53,1 + 15 = 68,1$ мм.

Принимаем $h = 70$ мм.

Расчет прочности сечений. Расчет заключается в определении сечения арматуры в пролетах и на опорах плиты и производится по блок-схеме 4 прил. 4. Рассчитываем плиты, не окаймленные со всех сторон балками, полоса I (рис. 4.22, поз. 4).

В крайних пролетах и над первыми промежуточными опорами

$$M_1 = -M_B = \pm 3,00 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Диаметр арматуры 5 мм, $R_s = 360$ МПа.

1. Расчетная высота сечения при $a = 15$ мм

$$h_0 = h - a = 70 - 15 = 55 \text{ мм}.$$

2. $\omega = \alpha - 0,008R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 7,65 = 0,7888$.

3. $\gamma_{b2} = 1$.

4. $\sigma_{sc,u} = 400$ МПа.

$$5. \xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_s R}{\sigma_{sc,u}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,7888}{1 + \frac{360}{400} \left(1 - \frac{0,7888}{1,1}\right)} = 0,629.$$

$$6. \alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{3,0 \cdot 10^6}{7,65 \cdot 1000 \cdot 55^2} = 0,13; \quad \zeta = 0,93.$$

7. $\alpha_m = 0,13 < 0,5$.

8. $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,130} = 0,14$.

9. $\xi = 0,14 < \xi_R = 0,629$.

10. $\zeta = 1 - 0,5\xi = 1 - 0,5 \cdot 0,14 = 0,93$.

11. Площадь сечения арматуры

$$A_s = \frac{M}{R_s \xi h_0} = \frac{3,0 \cdot 10^6}{360 \cdot 0,93 \cdot 55} = 163 \text{ мм}^2.$$

В средних пролетах и над средними опорами $M_{11} = -M_c = \pm 2,16 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

$$6. \alpha_m = \frac{2,16 \cdot 10^6}{7,65 \cdot 1000 \cdot 55^2} = 0,093.$$

10. По табл. 4 прил. 2 $\zeta = 0,95$.

$$11. A_s = \frac{2,16 \cdot 10^6}{0,95 \cdot 55 \cdot 360} = 115 \text{ мм}^2.$$

В плитах, окаймленных балками, сечение рабочей арматуры определяем по изгибающим моментам, уменьшенным на 20 %, полоса II (рис. 4.22, поз. 5).

В средних пролетах и над средними опорами полосы II:

$$6. \alpha_m = \frac{0,8 \cdot 2,16 \cdot 10^6}{7,65 \cdot 1000 \cdot 55^2} = 0,075.$$

10. $\zeta = 0,96$.

$$11. A_s = \frac{0,8 \cdot 2,16 \cdot 10^6}{0,96 \cdot 55 \cdot 360} = 91 \text{ мм}^2.$$

Сварные сетки конструируем в соответствии с требованиями ГОСТа 8478—81 «Сетки сварные для железобетонных конструкций» пп. 1.5, 1.6 и др.

Условное обозначение марки сетки:

$$C \frac{D-v}{d-u} A \times L \frac{c_1+c_2}{k},$$

где D — диаметр продольных стержней; v — шаг продольных стержней; d — диаметр поперечных стержней; u — шаг поперечных стержней; A — ширина сетки; L — длина сетки; c_1 и c_2 — свободные концы продольных стержней; k — свободные концы поперечных стержней.

После диаметров D и d указывается класс арматуры. Диаметр рабочих продольных стержней D в сетках с продольной рабочей арматурой принимаем — 3, 4 и 5 мм класса Вр. Диаметры рабочих стержней в сетках с поперечной рабочей арматурой принимаем до 10 мм. Ширина сеток A должна быть не более 3800 мм. Шаг продольных стержней v должен быть кратным 50 мм, не более 500 и не менее 100 мм, шаг поперечных стержней u должен быть кратным 25 мм, не более 400 и не менее 50 мм.

Армирование плиты сварными рулонными сетками с продольной рабочей арматурой (вариант I). Диаметры и шаг рабочих стержней сварных рулонных сеток на 1 м плиты подбираем по табл. 4.16, а распределительных — по табл. 4.17 в зависимости от диаметров и шага рабочих стержней. Шаг рабочих стержней принимаем не более 200 мм, а шаг распределительных стержней 250—350 мм, но всегда кратным 50 мм.

Рулонные сетки с продольной рабочей арматурой раскатываем вдоль главных балок через все пролеты по низу плиты и над всеми опорами по верху.

Рулонная сетка, укладываемая в пролетах по низу плиты, затем переводится в верхнюю зону, начиная с 1/4 пролета плиты от разбивочной оси в каждую сторону.

Сетки с продольной рабочей арматурой					Сетки с поперечной рабочей арматурой				
Шаг стержней рабочей арматуры, мм	Количество стержней на 1 м ширины плиты	Площадь сечения рабочих стержней, мм ² при их диаметрах, мм			Шаг стержней рабочей арматуры, мм	Количество стержней на 1 м ширины плиты	Площадь сечения рабочих стержней, мм ² при их диаметрах, мм		
		3	4	5			6	8	10
100	10	71	126	196	100	10	283	508	785
125	8	57	101	157	125	8	226	402	628
150	6,5	47	84	131	150	6,5	189	335	523
200	5	35	63	98	200	5	141	251	393

Между главными балками можно уложить три или четыре сетки с нахлесткой распределительных стержней на один шаг рабочей арматуры.

При трех сетках ширина каждой должна быть не менее

$$A = \frac{6 - 0,25 + 2 \cdot 0,15}{3} + 2 \cdot 0,025 = 2,06 \text{ м.}$$

При четырех сетках

$$A = \frac{6 - 0,25 + 3 \cdot 0,15}{4} + 2 \cdot 0,025 = 1,6 \text{ м,}$$

где 0,25 — ширина ребра главной балки, м; 2, 3 и 4 — принимаемое число сеток; 0,15 — длина нахлестки распределительных стержней равная шагу рабочих стержней, м; 0,025 — длина свободных концов распределительных стержней.

Подбор арматуры и конструирование сеток начинаем со средних пролетов.

Для средних пролетов плиты и над средними опорами на участке между осями 1 и 2, 6 и 7 (полоса I) принимаем сетки С1 диаметром 5 мм с шагом 150 мм (табл. 4.16), $A_s = 131 \text{ мм}^2 > 115 \text{ мм}^2$.

При диаметре рабочей арматуры 5 мм и шаге 150 мм распределительные стержни принимаем диаметром 3 мм с шагом 350 мм (табл. 4.17).

Таблица 4.17

Диаметр рабочей арматуры, мм	Диаметр и шаг, мм, стержней распределительной арматуры при шаге стержней рабочей арматуры, мм			
	100	125	150	200
3—4	3/400	3/400	3/400	3/400
5	3/350	3/350	3/350	3/350
6	4/350	4/350	3/350	3/350
8	5/350	5/350	4/350	4/350
10	6/350	6/350	5/350	5/350

Марка сетки

$$C1 \frac{5Br I - 150}{3Br I - 350} 2130.$$

В крайних пролетах и над первыми промежуточными опорами укладываем сетки С1 с дополнительной сеткой С2. При диаметре рабочих стержней 3 мм в дополнительных сетках площадь сечения арматуры

$$A_s = \frac{(163 - 131) \cdot 360}{375} = 30,72 \text{ мм}^2.$$

Примечание. В числителе диаметр распределительных стержней, в знаменателе их шаг.

Принимаем дополнительные сетки С2 с рабочими стержнями диаметром 3 мм шагом 150 мм. Сечение арматуры $A_s = 47 \text{ мм}^2 > 30,72 \text{ мм}^2$. Поперечные стержни принимаем диаметром 3 мм шагом 400 мм;

$$C2 \frac{3B2 I - 150}{3Bp I - 400} 1660.$$

Сетки С2 принимаем меньшей ширины 1660 мм, чтобы стыки сеток С1 и стыки сеток С2 были вразбежку.

Для армирования средних пролетов плиты на участках между осями 2 и 6 (полоса II) принимаем сетки С3 из стержней диаметром 5 мм и шагом 200 мм площадью сечения арматуры

$$A_s = 98 \text{ мм}^2 > 91 \text{ мм}^2.$$

Поперечные стержни сеток С3 принимаем диаметром 3 мм шагом 350 мм;

$$C3 \frac{5Bp I - 200}{3Bp I - 350} 2130.$$

В крайних пролетах и над первыми промежуточными опорами полосы II, укладываем сетки С3 и дополнительные сетки С4 с рабочей арматурой диаметром 3 мм. Площадь сечения арматуры в дополнительных сетках должна быть не менее

$$A_s = \frac{(163 - 98) \cdot 360}{375} = 62,4 \text{ мм}^2.$$

Принимаем рабочие стержни сеток С4 диаметром 3 мм с шагом 100 мм. Площадь сечения этих стержней

$$A_s = 71 \text{ мм}^2 > 62,4 \text{ мм}^2.$$

Поперечные стержни диаметром 3 мм, шагом 350 мм;

$$C4 \frac{3Bp I - 100}{3Bp I - 350} 1660.$$

Для уменьшения числа стыков сеток в крайних пролетах и над первыми промежуточными опорами вторые сетки С2 и С4 можно принять с поперечной рабочей арматурой;

$$C2 \frac{3Bp I - 400}{3Bp I - 150} 2500 \times 5750;$$

$$C4 \frac{3Bp I - 350}{3Bp I - 100} 2500 \times 5750.$$

Армирование плиты сварными сетками с продольной рабочей арматурой приведено на рис. 4.24.

Армирование плиты сварными рулонными сетками с поперечной рабочей арматурой (вариант II). Сечение арматуры в пролетах и над опорами при армировании рулонными сетками с рабочей арматурой класса А-III и расчетным сопротивлением $R_s = 355 \text{ МПа}$. Расчет ведем по блок-схеме 4 прил. 4.

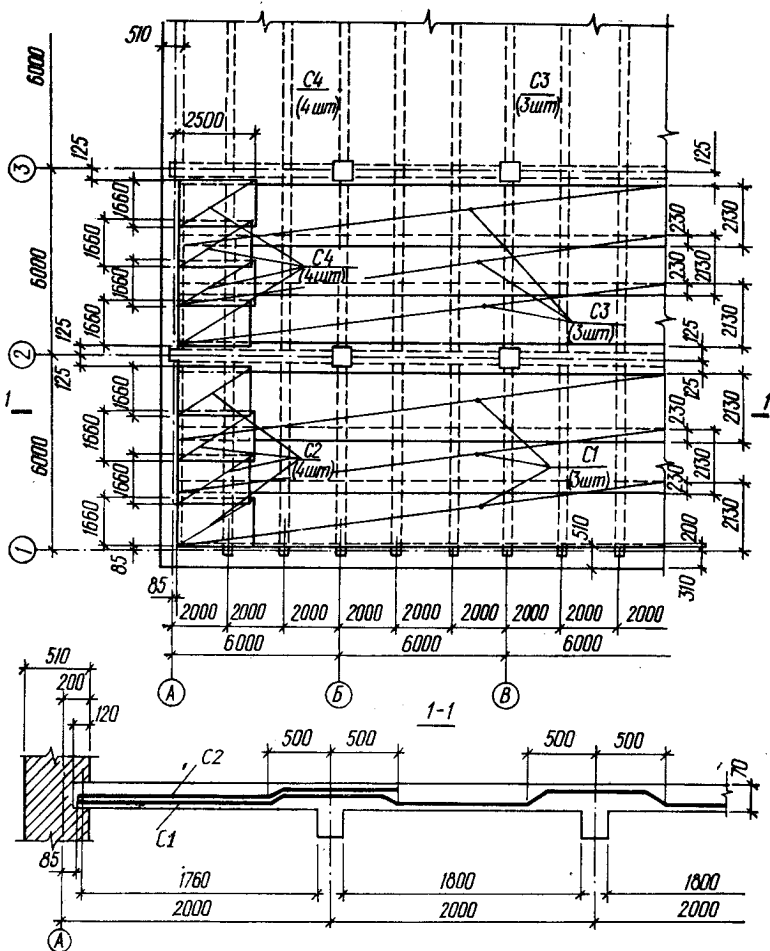


Рис. 4.24. Армирование плиты сварными рулонными сетками с продольной рабочей арматурой:

1, 3 — основные сетки; 2, 4 — дополнительные

1. Полезная высота сечения плиты

$$h_0 = h - a = 70 - 15 = 55 \text{ мм}$$

В крайних пролетах и над первыми промежуточными опорами при $M_1 = 3 \text{ кН} \cdot \text{м}$:

$$6. \alpha_m = \frac{3 \cdot 10^6}{7,65 \cdot 1000 \cdot 55^2} = 0,13.$$

$$10. \text{ По табл. 4 прил. 2 } \zeta = 0,93.$$

$$11. A_s = \frac{3 \cdot 10^6}{0,93 \cdot 55 \cdot 355} = 165 \text{ мм}^2.$$

В средних пролетах и над средними опорами при $M_{II} = -M_e =$
 $= \pm 2,16 \text{ кН} \cdot \text{м}$:

$$6. \alpha_m = \frac{2,16 \cdot 10^6}{7,65 \cdot 1000 \cdot 55^2} = 0,093.$$

$$10. \zeta = 0,953.$$

$$11. A_s = \frac{2,16 \cdot 10^6}{355 \cdot 0,953 \cdot 55} = 116 \text{ мм}^2.$$

В плитах, окаймленных балками в средних пролетах и над средними опорами (рис. 4.22 полоса *II*) момент уменьшаем на 20 %, то есть вводим коэффициент 0,8:

$$6. \alpha_m = \frac{0,8 \cdot 2,16 \cdot 10^6}{7,65 \cdot 1000 \cdot 55^2} = 0,075.$$

$$10. \zeta = 0,963.$$

$$11. A_s = \frac{0,8 \cdot 2,16 \cdot 10^6}{355 \cdot 0,963 \cdot 55} = 92 \text{ мм}^2.$$

При диаметре рабочих стержней 6 мм и более сварные сетки проектируются с поперечной рабочей арматурой и раскатываются вдоль второстепенных балок. Ширина сварных сеток равна расстоянию между гранями второстепенных балок.

В средних пролетах и над средними опорами на участках между осями 1 и 2, 6 и 7 (полоса *I*) принимаем сетки С1 и С2 с поперечной рабочей арматурой диаметром 6 мм и шагом 200 мм (табл. 4.16). Площадь сечения арматуры

$$A_s = 141 \text{ мм}^2 > 116 \text{ мм}^2.$$

Продольные распределительные стержни сеток С1 и С2 принимаем диаметром 3 мм из стали класса Вр-I шагом 350 мм (табл. 4.17).

В пролетах будут укладываться сетки шириной 1,8 м;

$$C1 \frac{3Bp I - 350}{6A III - 200} 1800.$$

Над опорами сетки шириной 1,1 м;

$$C2 \frac{3Bp I - 350}{6A III - 200} 1100.$$

В крайних пролетах и над первыми промежуточными опорами принимаем сетки С3 и С4 с рабочей арматурой диаметром 6 мм и шагом 150 мм

$$A_s = 1,89 \text{ мм}^2 > 165 \text{ мм}^2.$$

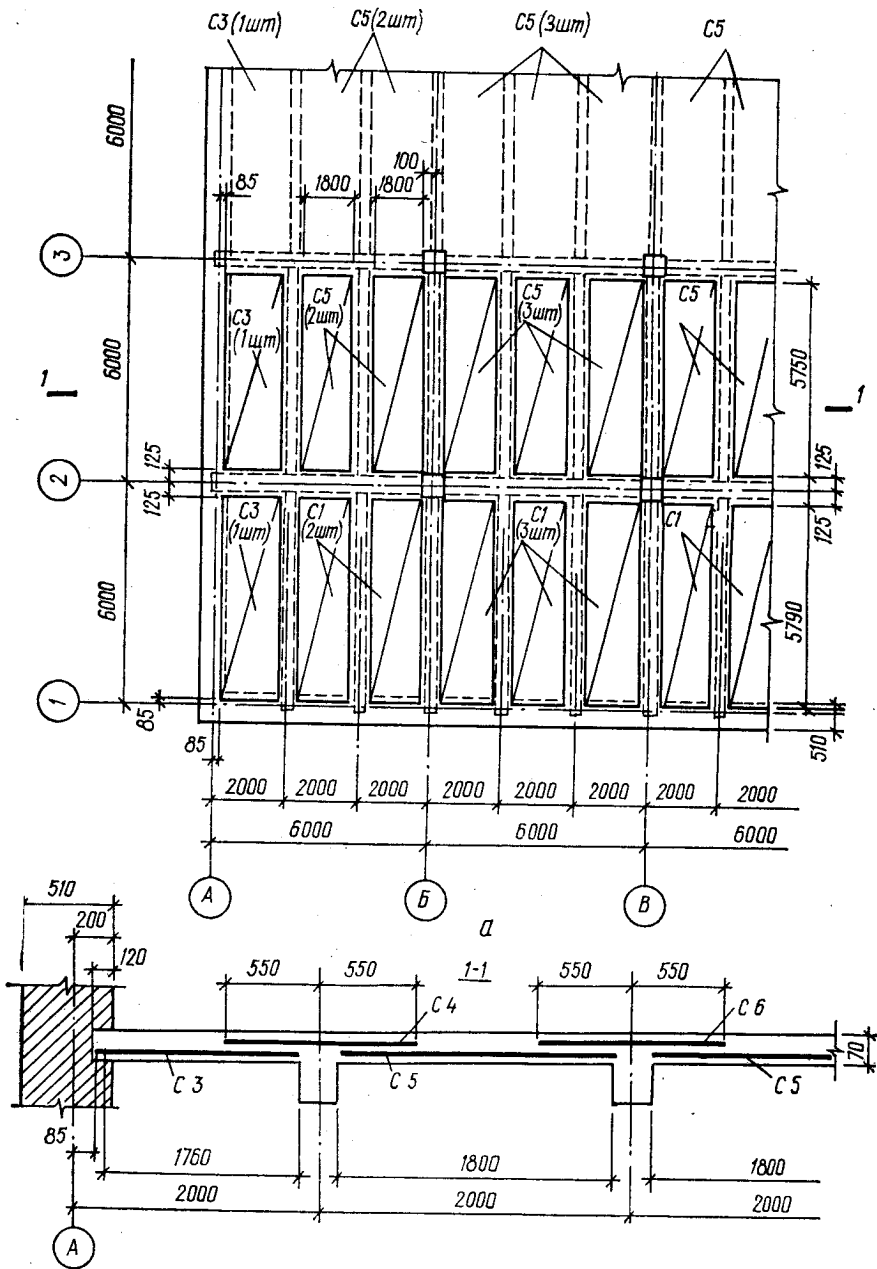
Распределительные стержни принимаем класса Вр-I диаметром 3 мм, шагом 350 мм.

В пролетах раскатываем сетки С3 шириной 1,8 м;

$$C3 \frac{3Bp I - 350}{6A III - 150} 1800,$$

а над опорами С4 шириной 1,1 м;

$$C4 \frac{3Bp I - 350}{6A III - 150} 1100.$$



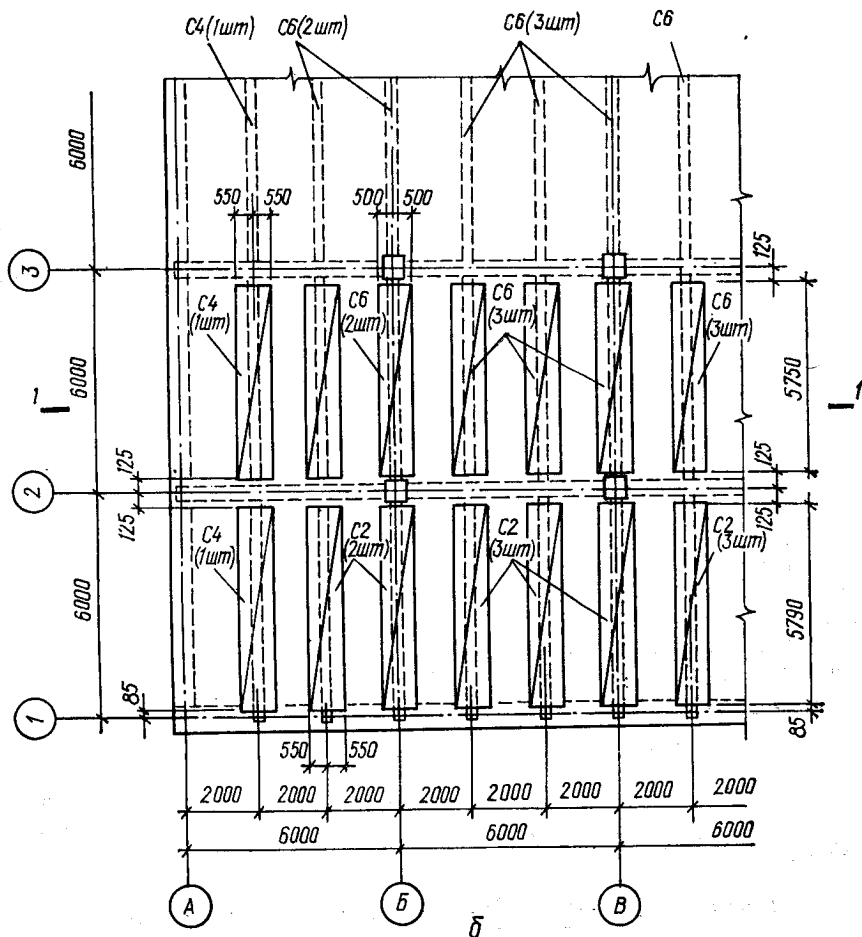


Рис. 4.25. Армирование плиты сварными рулонными сетками с поперечной рабочей арматурой:

а — раскладка сеток по низу плиты; б — раскладка сеток по верху плиты

В средних пролетах и над средними опорами на участках между осями 2 и 6 (полоса II) при шаге 200 м и диаметре стержней 6 м сечение арматуры (табл. 4.16)

$$A_s = 141 \text{ мм}^2 > 92 \text{ мм}^2.$$

Площадь сечения рабочей арматуры на 45 % больше требуемой по расчету. В данном случае следует принять сварные сетки с поперечной рабочей арматурой класса Вр-I, диаметром 5 мм.

Тогда сечение арматуры

$$A_s = \frac{92 \cdot 355}{360} = 91 \text{ мм}^2.$$

Принимаем в пролетах сетки С5 шагом 200 мм;

$$A_s = 98 \text{ мм}^2 > 91 \text{ мм}^2;$$

$$С5 \frac{3B_p I - 350}{5B_p I - 200} 1800,$$

а над средними опорами — С6 шириной 1,1 м;

$$С6 \frac{3B_p I - 350}{5B_p I - 200} 1100.$$

В крайних пролетах и над первыми промежуточными опорами для плиты в осях 2—6 принимаем сетки такие же, как и для плиты на участках между осями 1 и 2, 6 и 7, то есть сетки С3 и С4.

Армирование плиты сетками с поперечной рабочей арматурой приведено на рис. 4.25.

4.4.5. Расчет второстепенной балки

Второстепенная балка рассчитывается как многопролетная неразрезная, опорами которой являются главные балки. При числе пролетов более пяти второстепенная балка рассчитывается по пятипролетной схеме.

Расчетные пролеты и нагрузки. Для средних пролетов балки за расчетный пролет принимаем расстояние между гранями главных балок. При ширине ребра главных балок 25 см (рис. 4.26, а).

$$l_0 = l - b_{mb} = 6 - 0,25 = 5,75 \text{ м.}$$

Для крайних пролетов расчетным является расстояние от центра опоры на стене до грани крайней главной балки. При заделке балки в стену на 25 см

$$l'_0 = l' - 0,2 - \frac{b_{mb}}{2} + \frac{c}{2} = 6 - 0,2 - \frac{0,25}{2} + \frac{0,25}{2} = 5,8 \text{ м.}$$

Нагрузку на второстепенную балку собираем с полосы 2 м, равной расстоянию между осями второстепенных балок (рис. 4.22). Вес конструкции пола и железобетонной плиты

$$g = 2,686 \text{ кН} \cdot \text{м}^2 \text{ (табл. 4.15).}$$

Определяем нагрузку на 1 м второстепенной балки.

Постоянные нагрузки:

от веса плиты перекрытия и пола

$$g_1 = 2,686 \cdot 2 = 5,37 \text{ кН/м};$$

от веса ребра второстепенной балки

$$g_2 = 0,2 (0,4 - 0,07) \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,95 = 1,78 \text{ кН/м.}$$

Суммарная постоянная нагрузка

$$g = g_1 + g_2 = 5,37 + 1,78 = 7,15 \text{ кН/м.}$$

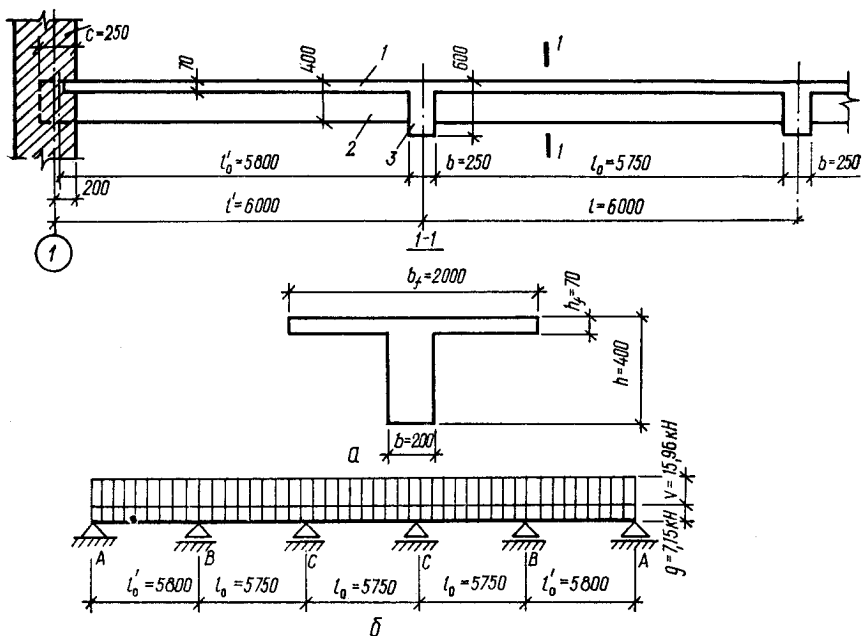


Рис. 4.26. Второстепенная балка:

a — расчетные пролеты; *б* — расчетная схема; 1 — плита; 2 — второстепенная балка; 3 — главная балка

Полезная (временная) нагрузка

$$v = 7,98 \cdot 2 = 15,96 \text{ кН/м.}$$

Расчетная схема второстепенной балки приведена на рис. 4.26,б.
Полная нагрузка

$$q = g + v = 7,15 + 15,96 = 23,11 \text{ кН/м.}$$

Усилия M и Q при $\gamma_f > 1$.

Изгибающие моменты определяем с учетом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций:

в первом пролете

$$M_I = \frac{q l_0'^2}{11} = \frac{23,11 \cdot 5,8^2}{11} = 70,67 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

на первой промежуточной опоре

$$-M_B = -\frac{q l_0'^2}{14} = \frac{-23,11 \cdot 5,8^2}{14} = -55,53 \text{ кН} \cdot \text{м;}$$

в средних пролетах и на средних опорах

$$M_{II} = M_{III} = -M_C = \pm \frac{g l_0^2}{16} = \pm \frac{23,11 \cdot 5,75^2}{16} = \pm 47,75 \text{ кН} \cdot \text{м.}$$

При соотношении $v/q = \frac{15,96}{7,15} = 2,23 \approx 2$ в средних пролетах возникают отрицательные изгибающие моменты.

В сечении на расстоянии $0,4l_0$ от первой промежуточной опоры (во втором пролете), то есть между сечениями 6 и 7 $M_{0,4l_0} = -\beta q l_0^2 = -0,02 \cdot 23,11 \cdot 5,75^2 = -15,28 \text{ кН} \cdot \text{м}$, где $\beta \approx 0,02$ — коэффициент для данного сечения при $v/q = 2$ (рис. XII.16 и табл. XII.2 [3]).

Определяем поперечные силы у граней опоры:

на крайней опоре

$$Q_A = 0,4q(l'_0 - 0,5c) = 0,4 \times 23,11(5,8 - 0,5 \cdot 0,25) = 52,46 \text{ кН},$$

где $c = 25$ см — глубина заделки второстепенной балки в стене.

На первой промежуточной опоре слева

$$Q_B^{\text{л}} = 0,6q(l'_0 - 0,5c) = 0,6 \cdot 23,11(5,8 - 0,25 \cdot 0,5) = 78,69 \text{ кН}.$$

На первой промежуточной опоре справа и на всех остальных опорах справа и слева

$$-Q_B^{\text{пр}} = Q_C^{\text{л}} = -Q_C^{\text{пр}} = \pm 0,5ql_0 = 0,5 \cdot 23,11 \cdot 5,75 = 66,44 \text{ кН}.$$

Определение высоты сечения балки. Минимальную рабочую высоту сечения балки определяем по опорному изгибающему моменту $M_B = -55,53 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Расчет производим по блок-схеме 5 прил. 4.

Ширину ребра балки принимаем $b = 20$ см.

$$1. \text{ Принимаем } \xi = \frac{x}{h_0}; \quad \xi = 0,4.$$

$$2. \alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi) = 0,4(1 - 0,5 \cdot 0,4) = 0,32.$$

$$3. h'_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m R_{bb}}} = \sqrt{\frac{55,53 \cdot 10^6}{0,32 \cdot 7,65 \cdot 200}} = 337 \text{ мм},$$

Полная высота сечения при $a'_1 = 20$ мм (рис. 4.27, б). $h = h'_0 + a'_1 = 337 + 20 = 357$ мм. Принимаем $h = 400$ мм.

Рабочая высота балки в пролетах:

при расположении рабочих стержней в два ряда (рис. 4.27, а)

$$h_0 = h - a_1 = 400 - 55 = 345 \text{ мм};$$

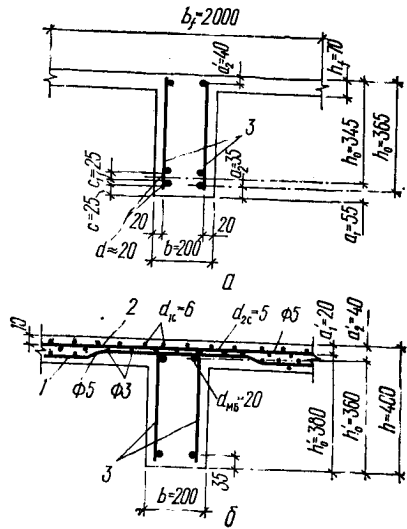


Рис. 4.27. Расположение рабочей арматуры в сечениях второстепенной балки:

a — в пролетах; b — на опорах; 1 — сварные сетки плиты; 2 — сварные сетки на опорах второстепенной балки; 3 — сварные каркасы второстепенной балки

при расположении рабочих стержней в один ряд

$$h_0 = h - a_2 = 400 - 35 = 365 \text{ мм,}$$

где

$$a_1 = c + d + \frac{c_1}{2} = 25 + 20 + 25 \cdot 0,5 = 55 \text{ мм;}$$

$$a_2 = c + \frac{d}{2} = 25 + 20 \cdot 0,5 = 35 \text{ мм.}$$

Рабочая высота балки на опорах (рис. 4.27,б) относительно рабочей арматуры двух сварных сеток

$$h'_0 = h - a'_1 = 400 - 20 = 380 \text{ мм;}$$

рабочей арматуры верхних стержней пролетных каркасов

$$h'_0 = h - a'_2 = 400 - 40 = 360 \text{ мм,}$$

где

$$a'_1 = 10 + d_{1c} + d_{2c} \cdot 0,5 = 10 + 6 + 4 \cdot 0,5 = 18 \approx 20 \text{ мм;}$$
$$a'_2 = 10 + 2d_{1c} + d_{2c} + d_{пл} + 0,5 d_{мб} = 10 + 2 \cdot 6 + 5 + 5 + 20 \cdot 0,5 = 40 \text{ мм.}$$

где d_{1c} и d_{2c} — диаметры стержней сеток второстепенных балок; $d_{пл}$ — диаметр стержней сеток плиты.

Расчет прочности нормальных сечений. Сечение продольной арматуры в растянутых зонах балки определяем по наибольшим изгибающим моментам в пролетах и у опор балки.

При расчете по положительным моментам сечение балки принимаем тавровым, так как плита расположена в сжатой зоне. Расчетную ширину полки таврового сечения b принимаем в зависимости от соотношения $\frac{h_1}{h} = \frac{7}{40} = 0,175 > 0,1$ (рис. 4.27,а).

Согласно п. 3.16 [10] принимаем меньшее из двух значений b_f

$$b_f \leq l_f = 200 \text{ см;}$$

$$b_f \leq \frac{l}{3} + b_{mb} = \frac{600}{3} + 25 = 225 \text{ см.}$$

Принимаем $b_f = 200 \text{ см.}$

При расчете по отрицательным моментам сечение балки принимаем прямоугольным с шириной ребра $b = 20 \text{ см.}$

Продольную рабочую арматуру каркасов балки принимаем класса А-II с расчетным сопротивлением $R_s = 280 \text{ МПа.}$

Сечение рабочей арматуры определяем по блок-схеме 4 прил. 4.

В первом пролете $M_1 = 70,67 \text{ кН} \cdot \text{м}$, ширина полки таврового сечения $b_f = 200 \text{ см.}$

1. Полезная высота сечения $h_0 = h - a_1 = 400 - 55 = 345 \text{ мм.}$

$$6. \alpha_m = \frac{M_1}{R_b b_f h_0^2} = \frac{70,67 \cdot 10^6}{7,65 \cdot 2000 \cdot 345^2} = 0,039.$$

10. По табл. 4 прил. 2 $\zeta = 0,98.$

11. Площадь сечения рабочей арматуры

$$A_s = \frac{M_1}{R_s \xi h_0} = \frac{70,65 \cdot 10^6}{280 \cdot 0,98 \cdot 345} = 747 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 4 Ø 16АII, $A_s = 804 > 747 \text{ мм}^2$.

Крайние пролеты балки армируем двумя каркасами Кр1. В каждом каркасе по два продольных стержня диаметром 16 мм, расположенных в два ряда.

Верхние стержни каркасов Кр1 принимаем конструктивно 2 Ø 10АI.

В средних пролетах $M_{II} = M_{III} = 47,75 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

1. Рабочая высота сечения $h_0 = 36,5 \text{ см}$ (рис. 4.27,а).

6. $\alpha_m = \frac{47,75 \cdot 10^6}{7,65 \cdot 2000 \cdot 365^2} = 0,023$.

10. $\xi = 0,988$.

11. $A_s = \frac{47,75 \cdot 10^6}{280 \cdot 0,988 \cdot 365} = 473 \text{ мм}^2$.

Принимаем 2 Ø 18АII, $A_s = 509 \text{ мм}^2 > 473 \text{ мм}^2$.

Продольные стержни располагаем в один ряд, по одному стержню в двух каркасах Кр2.

Верхние стержни каркасов Кр2 определяем по расчету, так как в средних пролетах действует отрицательный момент $M_{0,4,0} = 15,28 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

1. Рабочая высота сечения $h'_0 = 360 \text{ мм}$.

6. $\alpha_m = \frac{15,28 \cdot 10^6}{7,65 \cdot 200 \cdot 360^2} = 0,077$.

10. $\xi = 0,96$.

$$A_s = \frac{15,28 \cdot 10^6}{280 \cdot 0,96 \cdot 360} = 158 \text{ мм}^2.$$

Принимаем 2 Ø 12А-II (по одному стержню в каркасе), $A_s = 226 \text{ мм}^2 > 158 \text{ мм}^2$.

У первой промежуточной опоры $M_B = 55,53 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

1. Рабочая высота балки $h'_0 = h - a'_1 = 400 - 20 = 380$ (рис. 4.27,б).

6. $\alpha_m = \frac{55,53 \cdot 10^6}{7,65 \cdot 200 \cdot 380^2} = 0,251$.

10. $\xi = 0,852$.

На опоре второстепенная балка армируется двумя сварными сетками класса АIII, $R_s = 355 \text{ МПа}$.

11. $A_s = \frac{55,53 \cdot 10^6}{355 \cdot 0,852 \cdot 380} = 483 \text{ мм}^2$.

Площадь сечения арматуры в одной сетке на 1 м полки второстепенной балки шириной $b_f = 2 \text{ м}$

$$A_s = \frac{483}{2 \cdot 2} = 121 \text{ мм}^2.$$

Проектируем сварную рулонную сетку С5 с поперечными рабочими стержнями Ø 6 мм из стали класса АIII с шагом 200 мм

(табл. 4.16), $A_s = 141 \text{ мм}^2 > 121 \text{ мм}^2$, продольные распределительные стержни принимаем $\varnothing 3 \text{ мм}$ шагом 350 мм (табл. 4.17).

Марка сетки

$$C5 \frac{5Bp I - 350}{6A III - 200} 3540.$$

Сетки над опорами второстепенных балок раскатываются вдоль главных балок со смещением на $1/3$ и $1/4$ пролета от оси главной балки. Ширина сетки с поперечной рабочей арматурой:

$$A = \frac{1}{3} l_1 + \frac{1}{4} l_{11} = \frac{1}{3} \cdot 600 + \frac{1}{4} \cdot 600 = 350 \text{ см.}$$

На средних опорах второстепенной балки $M_c = 47,75 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

$$6. \alpha_m = \frac{47,75 \cdot 10^6}{7,65 \cdot 200 \cdot 380^2} = 0,216.$$

$$10. \zeta = 0,877.$$

$$11. A_s = \frac{47,75 \cdot 10^6}{355 \cdot 0,877 \cdot 380} = 404 \text{ мм}^2.$$

Площадь сечения арматуры на 1 м полки для одной сетки

$$A_s = \frac{404}{2 \cdot 2} = 101 \text{ мм}^2.$$

Сетки класса Вр-I диаметром 5 мм с площадью сечения арматуры не менее

$$A_s = \frac{101 \cdot 355}{360} = 100 \text{ мм}^2.$$

Принимаем шаг 200 мм. Тогда $A_s = 98 \text{ мм}^2 < 100 \text{ мм}^2$, то есть меньше на 2 % (допускается $\pm 5 \%$).

Марка сетки

$$C6 \frac{3Bp I - 350}{5Bp I - 200} 3500.$$

Конструкции каркасов Кр1 и Кр2, сеток С5 и С6 показаны на рис. 4.28.

Расчет прочности наклонных сечений. Максимальная перерезывающая сила $Q_{max} = 78,69 \text{ кН}$. Прочность наклонных сечений по перерезывающей силе рассчитываем по блок-схеме 14 прил. 4.

$$1. \text{Расчетная высота сечения } h_0 = h - a = 400 - 55 = 345 \text{ мм.}$$

$$2. q_1 = q + v/2 = 7,15 + 0,5 \cdot 15,96 = 15,13 \text{ кН/м.}$$

$$3. q_a = 0,16 \varphi_{b4} R_{bt} b = 0,16 \cdot 1,5 \cdot 0,675 \cdot 200 = 32,4 \text{ кН/м, где}$$

$\varphi_{b4} = 1,5$ для тяжелого бетона.

$$4. q_1 = 15,13 \text{ кН/м} < q_a = 32,4 \text{ кН/м.}$$

5. Проекция наклонной трещины

$$c = 2,5 h_0 = 2,5 \cdot 200 = 500 \text{ мм.}$$

$$6. Q = Q_{max} - qc = 78690 - 15,13 \cdot 500 = 71125 \text{ Н.}$$

$$7. Q_b = \frac{\varphi_{b4} R_{bt} b h_0^2}{c} = \frac{1,5 \cdot 0,675 \cdot 200 \cdot 345^2}{500} = 48205,12 \text{ Н.}$$

$$8. Q = 71125 \text{ Н} > Q_b = 48205,12 \text{ Н.}$$

Условие не выполняется, поэтому необходим расчет поперечной арматуры.

$$9. k = 1 + \varphi_f = 1 + 0,16 = 1,16,$$

$$\text{где } \varphi_f = \frac{0,75 (b'_f - b) h'_f}{bh_0} = 0,75 \frac{(410 - 200) \cdot 70}{200 \cdot 345} = 0,16, \text{ здесь } b'_f = b + 3h_f = 200 + 3 \cdot 70 = 410 \text{ мм.}$$

$$10. k = 1,16 < 1,5.$$

11. Принимаем $k = 1,16$.

$$12. M_b = \varphi_{b2} k R_{bt} b h_0^2 = 2 \cdot 1,16 \cdot 0,675 \cdot 200 \cdot 345^2 = 37,3 \cdot 10^6 \text{ Н} \cdot \text{мм},$$

где $\varphi_{b2} = 2$ для тяжелого бетона

$$13. Q_{b1} = 2\sqrt{M_b q_1} = 2\sqrt{37,3 \cdot 10^6 \cdot 15,13} = 47,5 \cdot 10^3 \text{ Н.}$$

$$14. Q_{max} = 78,69 < \frac{Q_{b1}}{0,6} = \frac{47,5 \cdot 10^3}{0,6} = 79,2 \text{ кН.}$$

$$15'. q_{sw1} = \frac{Q_{max}^2 - Q_{b1}^2}{4M_b} = \frac{(78,69^2 - 47,5^2) \cdot 10^6}{4 \cdot 37,3 \cdot 10^6} = 26,4 \text{ Н/мм.}$$

$$17. q_{sw2} = \frac{Q_{max} - Q_{b1}}{2h_0} = \frac{(78,69 - 47,5) \cdot 10^3}{2 \cdot 345} = 45,2 \text{ Н/мм.}$$

$$18. q_{sw1} = 26,4 < q_{sw2} = 45,2 \text{ Н/мм.}$$

19. Принимаем $q_{sw3} = q_{sw2} = 45,2 \text{ Н/мм.}$

$$20. Q_{b, min} = \varphi_{b3} k R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 1,16 \cdot 0,675 \cdot 200 \cdot 345 = 32416,2 \text{ Н,}$$

где $\varphi_{b3} = 0,6$ для тяжелого бетона.

$$21. q_{sw1 min} = \frac{Q_{b, min}}{2h_0} = \frac{32416,2}{2 \cdot 345} = 46,98 \text{ Н/мм.}$$

$$22. q_{sw3} = 45,2 < q_{sw1 min} = 46,98 \text{ Н/мм.}$$

$$23. q_{sw} = \frac{Q_{max}}{2h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q_1 - \sqrt{\left(\frac{Q_{max}}{2h_0} + \frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} q_1\right)^2 - \left(\frac{Q_{max}}{2h_0}\right)^2} =$$

$$= \frac{78690}{2 \cdot 345} + \frac{2 \cdot 15,13}{0,6} = \sqrt{\left(\frac{78690}{2 \cdot 345} + \frac{2 \cdot 15,13}{0,6}\right)^2 - \left(\frac{78690}{2 \cdot 345}\right)^2} = 164,43 -$$

$$- 118,45 = 45,98 \text{ Н/мм.}$$

Продолжаем расчет по блок-схеме 12 (пп. 16—20).

Поперечная арматура принята 2 \varnothing 8А1

$$A_{sw1} = 50,3 \text{ мм}^2; R_{sw} = 175 \text{ МПа.}$$

$$16. s = \frac{R_{sw} n A_{sw1}}{q_{sw}} = \frac{175 \cdot 2 \cdot 50,3}{45,98} = 384,4 \text{ мм.}$$

$$17. \text{Максимальный шаг поперечных стержней } s_{max} = \frac{\varphi_{b4} R_{bt} b h_0^3}{Q_{max}};$$

$$s_{max} = \frac{1,5 \cdot 0,675 \cdot 200 \cdot 345^3}{75690} = 318 \text{ мм.}$$

18. Полная высота ригеля $h = 400 \text{ мм} < 450 \text{ мм.}$

19. Шаг должен быть не более 0,5 высоты и не более 150 мм.

20. Принимаем $s = 150 \text{ мм.}$

21. Шаг поперечных стержней у опор второстепенной балки принимаем 150 мм на расстоянии 1/4 пролетов от краев опор.

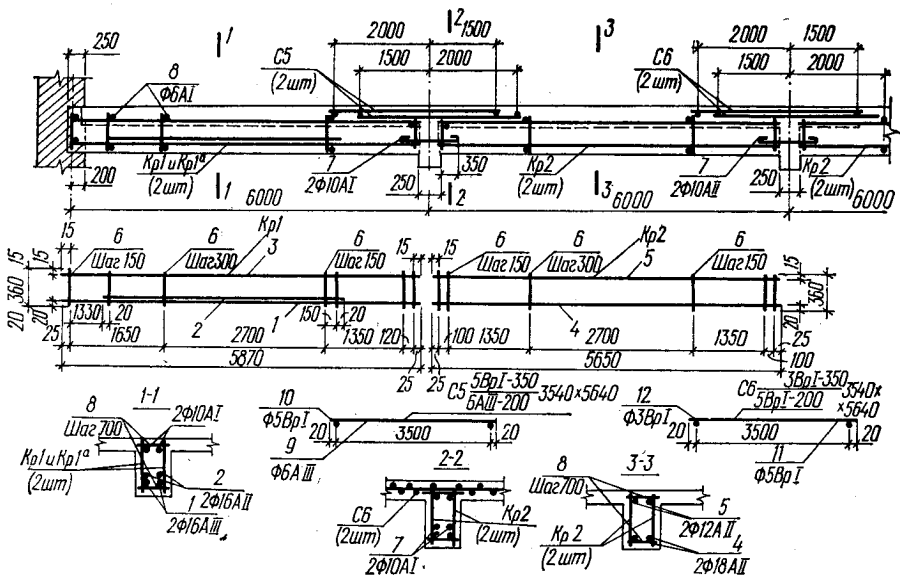


Рис. 4.28. Армирование второстепенной балки сварными каркасами и сварными ролонными сетками

Производим проверку прочности наклонной полосы между наклонными трещинами на действие поперечной силы по блок-схеме 13 прил. 4.

1. Рабочая высота сечения $h_0 = 345$ мм.
2. Коэффициент $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 7,65 = 0,935$, где $\beta = 0,01$ для тяжелого бетона.
3. $A_{sw} = 101$ мм.
4. Коэффициент армирования

$$\mu_w = A_{sw} / (bs) = 101 / (200 \cdot 150) = 0,0034.$$

5. Относительный модуль упругости при $E_b = 1,7 \cdot 10^4$

$$\alpha = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,1 \cdot 10^6}{1,7 \cdot 10^4} = 12,35.$$

6. $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_{w1} = 1 + 5 \cdot 12,35 \cdot 0,0034 = 1,21$.
7. $\varphi_{w1} = 1,21 < 1,3$.
8. Поперечная сила, которую может выдержать бетон сжатой зоны наклонной полосы между наклонными трещинами,

$$Q_u = 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_bbh_0 = 0,3 \cdot 1,21 \cdot 0,935 \cdot 7,65 \cdot 200 \cdot 345 = 179155 \text{ Н}.$$

10. Условие $Q_{max} = 78690 \text{ Н} < Q_u = 179155 \text{ Н}$ выполняется, прочность сечения достаточна.

Армирование второстепенной балки приведено на рис. 4.28.

4.5. МЕЖДУЭТАЖНОЕ РЕБРИСТОЕ ПЕРЕКРЫТИЕ С ПЛИТАМИ, ОПЕРТЫМИ ПО КОНТУРУ

4.5.1. Конструктивная схема перекрытия

Требуется запроектировать ребристое монолитное перекрытие с плитами, опертыми по контуру, под полезную нагрузку 7 кН/м^2 (при $\gamma_f = 1$).

Для разработки элементов перекрытия принята конструктивная схема, приведенная на рис. 4.29.

4.5.2. Назначение размеров поперечного сечения элементов

Для определения нагрузки от собственного веса элементов перекрытия и их расчетных пролетов рекомендуется задаться поперечными сечениями балок в зависимости от их пролетов.

Высота сечения балок принимается

$$h = \left(\frac{1}{10} \dots \frac{1}{18} \right) l, \text{ а ширина } b = \left(\frac{1}{2} \dots \frac{1}{3} \right) h.$$

Высоту сечения поперечных балок *Б1* назначаем

$$h = \frac{1}{15} \cdot 400 \approx 27 \text{ см.}$$

Принимаем $h = 30$ см.

Ширину ребра назначаем

$$b = \frac{1}{2 \dots 2,5} \cdot 30 \approx 15 \text{ см.}$$

Принимаем $b_{2s} = 20$ см.

Высоту сечения продольных балок *Б2* назначаем

$$h = \frac{1}{13} \cdot 600 = 46,2 \text{ см.}$$

Принимаем $h = 50$ см.

Ширину ребра назначаем

$$b = \frac{1}{2} \cdot 50 = 25 \text{ см.}$$

Принимаем $b = 25$ см.

Толщина плиты назначается по возможности минимальной из условия расположения рабочей арматуры в двух направлениях.

Рекомендуется принимать толщину плиты в пределах

$$h_f = \left(\frac{1}{25} \dots \frac{1}{40} \right) l.$$

Назначаем

$$h_f = \frac{1}{40} \cdot 400 = 100 \text{ мм.}$$

Принимаем $h_f = 100$ мм.

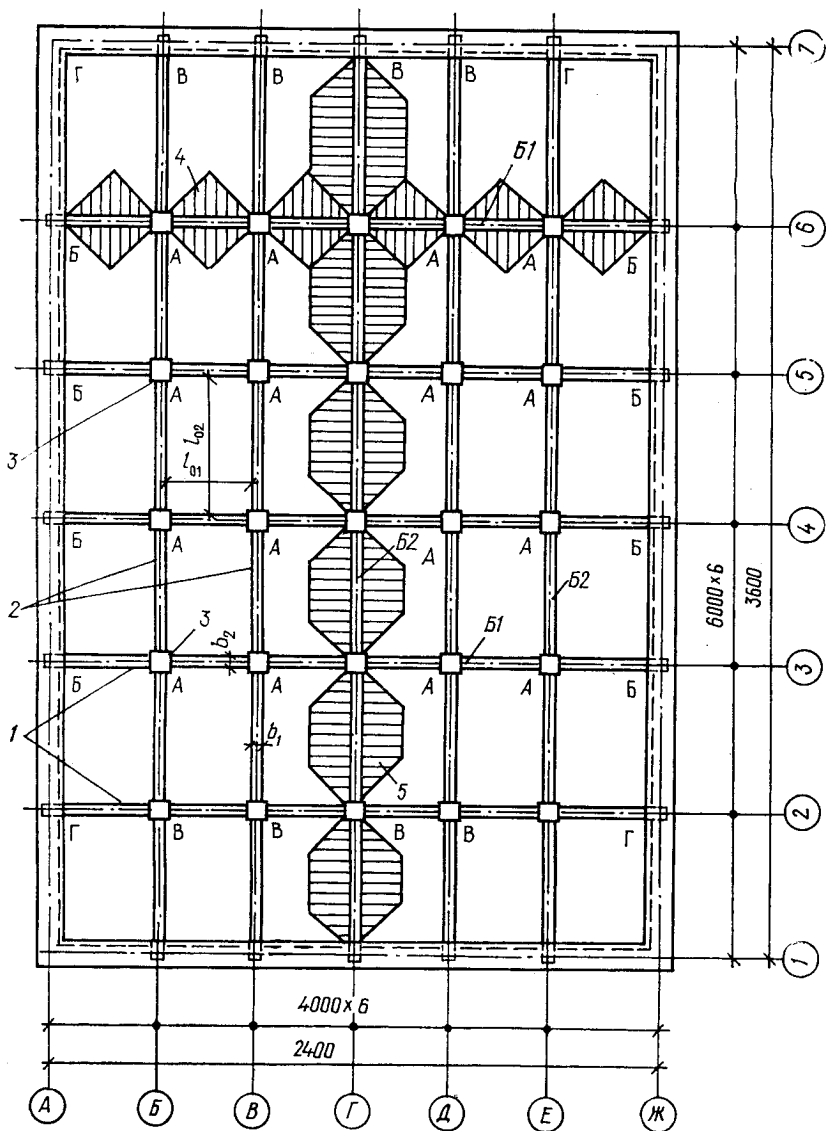


Рис. 4.29. Конструктивная схема монолитного ребристого перекрытия с пласти, опертми по контуру:

1 — поперечные балки B1; 2 — продольные балки B2; 3 — колонна; 4 — площадь для сбора нагрузок на поперечные балки B1; 5 — площадь для сбора нагрузки для продольных балок B2

4.5.3. Данные для проектирования

Для монолитного ребристого перекрытия с плитами, опертymi по контуру, принимаем бетон класса В15.

Расчетные сопротивления бетона (табл. 1 прил. 1):

$$R_b = 8,5 \text{ МПа}; R_{bt} = 0,75 \text{ МПа.}$$

При расчете элементов перекрытия по первой группе предельных состояний учитываем коэффициент условия работы бетона $\gamma_{b2} = 0,9$, понижающий расчетные сопротивления бетона (п. 2.13 табл. 15 [10]):

$$R_b = 8,5 \cdot 0,9 = 7,65 \text{ МПа}; R_{bt} = 0,75 \cdot 0,9 = 0,675 \text{ МПа.}$$

Для армирования плиты принимаем сварные рулонные сетки из обыкновенной арматурной проволоки класса Вр-I.

Расчетные сопротивления арматуры:

при $\varnothing 5$ ВрI $R_s = 360$ МПа; при $\varnothing 4$ ВрI $R_s = 365$ МПа;

при $\varnothing 3$ ВрI $R_s = 375$ МПа.

Для армирования поперечных и продольных балок (Б1 и Б2) продольную рабочую арматуру принимаем класса А-II с расчетным сопротивлением $R_s = 280$ МПа. Монтажные и поперечные стержни каркасов принимаем класса А-I с расчетными сопротивлениями. (табл. 2 прил. 1)

$$R_s = 255 \text{ МПа}; R_{sw} = 175 \text{ МПа.}$$

4.5.4. Расчет плиты

Определение нагрузок. Определение нагрузок на плиту, кН/м², приведено в табл. 4.18 с учетом коэффициента надежности по назначению сооружения 0,95.

Определение расчетных пролетов и изгибающих моментов. Расчетные пролеты плит, опертых по контуру, принимаем: для средних

Таблица 4.18

Нагрузка	Значение нагрузки при $\gamma_f = 1$, кН/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Значение нагрузки при $\gamma_f > 1$, кН/м ²
Постоянная g			
Плиточный пол $\delta = 15$ мм; $\rho = 2000$ кг/м ³ $0,015 \cdot 2,0 \cdot 9,81 \cdot 0,95$	0,28	1,1	0,308
Цементный раствор: $\delta = 22$ мм, $\rho = 2200$ кг/м ³ $0,022 \cdot 2,2 \cdot 9,81 \cdot 0,95$	0,451	1,3	0,586
Вес плиты $\delta = 100$ мм, $\rho = 2500$ кг/м ³ $0,1 \cdot 2,5 \cdot 9,81 \cdot 0,95$	2,33	1,1	2,563
Итого	$g = 3,06$		3,457
Временная (полезная) v $7 \cdot 0,95$	6,65	1,2	7,98
Полная нагрузка на 1 м ² плиты $q = g + v = 3,457 + 7,98 = 11,437$ кН/м ² = 11,44 кН/м ² .			

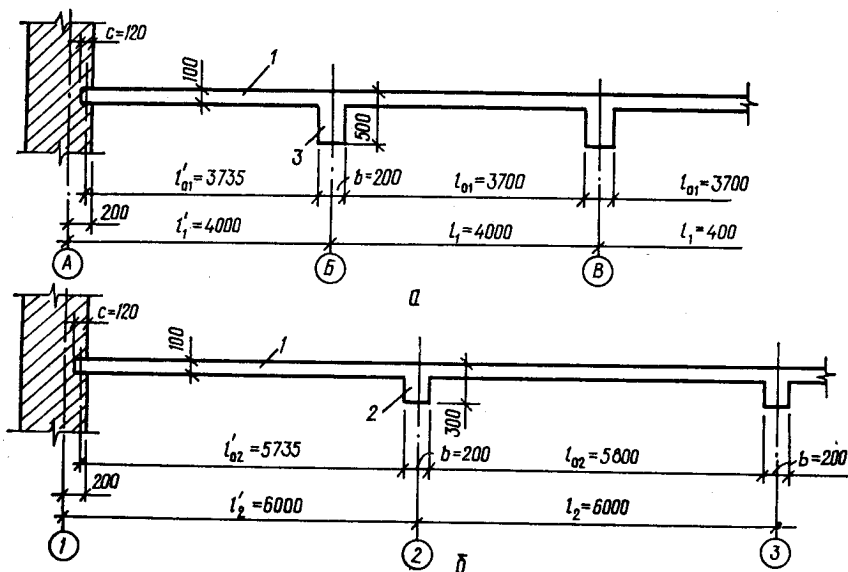


Рис. 4.30. Расчетные пролеты плиты:

a — в поперечном направлении; *b* — в продольном направлении; 1 — плита; 2 — поперечные балки B1; 3 — продольные балки B2

панелей окаймленных балками — равными расстоянию в свету, то есть расстоянию между гранями балок ($l_0 = l - b_s$) для крайних — расстоянию от грани балки до середины опоры плиты на стене ($l'_0 = l - 0,5b_s - 0,2 + \frac{c}{2}$) (рис. 4.30), b_s — ширина ребра балки; 0,2 — расстояние от разбивочной оси до внутренней грани стены, м; c — глубина заделки плиты в стене, обычно 12 см.

Основное уравнение для определения изгибающих моментов в плите зависит от принятого способа армирования.

Для принятого вида армирования (рис. 4.31) основное уравнение имеет вид

$$\frac{(g + v) l_{01}^2}{12} (3l_{02} - l_{01}) = (2M_1 + M_{II} + M_{I1}) l_{02} + (2M_2 + M_{II} + M_{I1}) l_{01}.$$

Изгибающие моменты, расположенные в правой части формулы, определяются введением в уравнение рекомендованных соотношений между пролетными изгибающими моментами M_2/M_1 и соотношений между опорным и пролетным изгибающим моментами M_{II}/M_1 , M_{I1}/M_1 в соответствии с соотношениями расчетных пролетов плиты l_{02}/l_{01} , приведенных в табл. 4.19. Задавшись соотношением моментов M_2/M_1 ; M_{II}/M_1 и M_{I1}/M_1 задачу сводим к нахождению одного неизвестного изгибающего момента M_1 .

Обычно расчет плит, опертых по контуру, начинают со средних панелей, то есть с панели А (рис. 4.29).

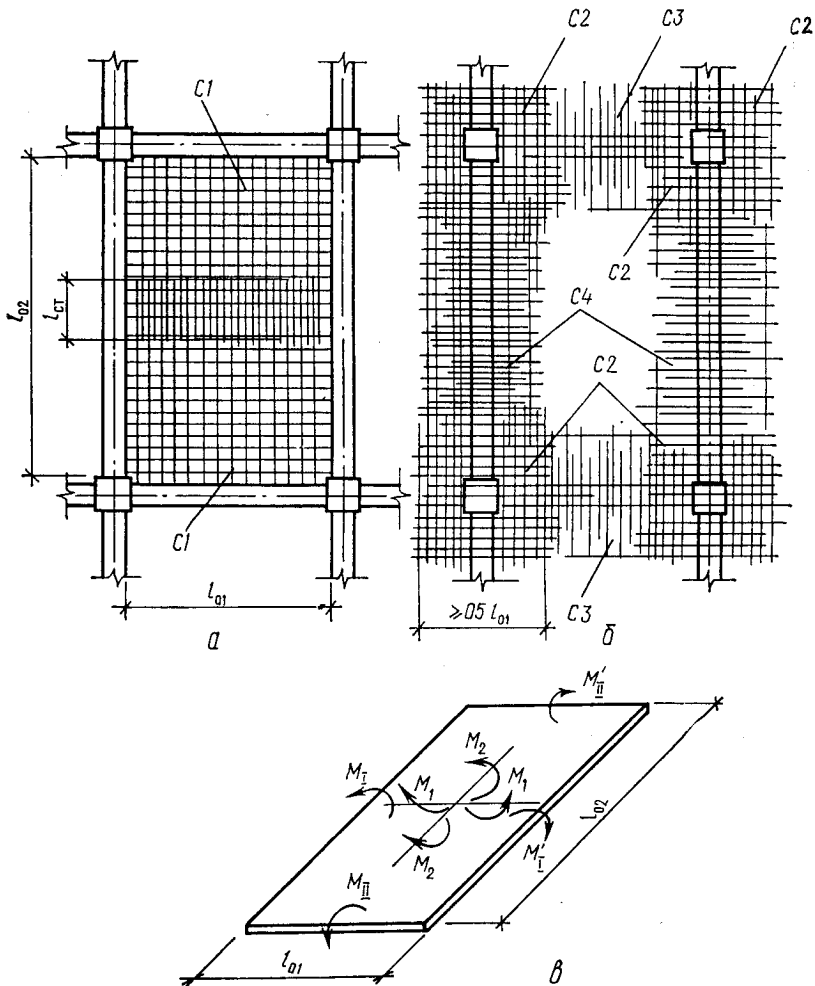


Рис. 4.31. Вид армирования плиты, опёртой по контуру:
 а — армирование по низу плиты в пролётах; б — армирование по верху плиты на опорах;
 в — изгибающие моменты в пролётах и на опорах

Определение расчетных пролетов и изгибающих моментов в панелях плиты. Панель А. Расчетные пролеты:

$$\begin{aligned}
 l_{01} &= l_1 - b_{2s} = 4 - 0,25 = 3,75 \text{ м;} \\
 l_{02} &= l_2 - b_{1s} = 6 - 0,2 = 5,8 \text{ м;} \\
 \frac{l_{02}}{l_{01}} &= \frac{5,8}{3,75} = 1,55 \approx 1,5.
 \end{aligned}$$

Принимаем следующие соотношения между изгибающими моментами по табл. 4.19:

$$\begin{aligned}
 M_2/M_1 &= 0,7; & M_{II}/M_1 &= M_{I1}/M_1 = 2; \\
 M_{II}/M_1 &= M_{I1}/M_1 & &= 2.
 \end{aligned}$$

Подставляем в основное уравнение принятые соотношения изгибающих моментов, выраженных через M_1 :

$$\frac{11,44 \cdot 3,75^2 (3 \cdot 5,8 - 3,75)}{12} =$$

$$= 5,8(2 \cdot M_1 + 2M_1 + 2M_1) +$$

$$+ 3,75(2 \cdot 0,7M_1 + 2M_1 + 2M_1);$$

$$182,995 = 34,8M_1 + 20,25M_1;$$

$$M_1 = \frac{182,995}{55,05} = 3,32 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = 0,7 \cdot 3,32 = 2,33 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_I = M'_I = M_{II} = M'_{II} = 2 \cdot 3,32 = 6,65 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Панель Б. Расчетные пролеты:

$$l'_{01} = l'_1 - 0,2 - \frac{b_{2s}}{2} + \frac{c}{2} = 4 - 0,2 + \frac{0,12}{2} - 0,25 \cdot 0,5 = 3,735 \text{ м};$$

$$l_{02} = l_2 - b_{1s} = 6 - 0,2 = 5,8 \text{ м};$$

$$\frac{l_{02}}{l_{01}} = \frac{5,8}{3,735} = 1,55.$$

Принимаем следующие соотношения изгибающих моментов (табл. 4.19):

$$\frac{M_2}{M_1} = 0,9; \quad \frac{M_{II}}{M_1} = \frac{M'_{II}}{M_1} = 1,5; \quad M_I = 0; \quad M'_I = 6,65 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Подставляем соотношения моментов в основное уравнение:

$$\frac{11,44 \cdot 3,735^2 (3 \cdot 5,8 - 3,785)}{12} = 5,8(2M_1 + 0 + 6,65) +$$

$$+ 3,735(2 \cdot 0,9M_1 + 2 \cdot 1,5M_1)$$

$$181,75 = 11,6M_1 + 38,57 + 17,928M_1;$$

$$143,18 = 29,528M_1;$$

$$M_1 = \frac{143,18}{29,528} = 4,85 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{II} = M'_{II} = 1,5 \cdot 4,85 = 7,28 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = 0,9 \cdot 4,85 = 4,37 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Панель В. Расчетные пролеты:

$$l_{01} = l_1 - b_{2s} = 4 - 0,25 = 3,75 \text{ м};$$

$$l'_{02} = l'_2 - 0,2 + \frac{c}{2} - 0,5b_{2s} = 6 - 0,2 + \frac{0,12}{2} - 0,25 \cdot 0,5 = 5,735 \text{ м};$$

$$\frac{l'_{02}}{l_{01}} = \frac{5,735}{3,75} = 1,53.$$

Таблица 4.19

$\frac{l_{02}}{l_{01}}$	$\frac{M_2}{M_1}$	$\frac{M_I}{M_1}; \frac{M'_I}{M_1}$	$\frac{M_{II}}{M_1}; \frac{M'_{II}}{M_1}$
1—1,5 1,5—2	0,2—1 0,15—0,5	1,3—2,5 1—2	1,3—2,5 0,2—0,75

Принимаем соотношения изгибающих моментов:

$$\frac{M_2}{M_1} = 0,9; \quad \frac{M_1}{M_1} = \frac{M_1'}{M_1} = 1,5; \quad M_1 = 0;$$

$$M_{II}' = 6,65 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Подставляем соотношения моментов в основное уравнение:

$$\frac{11,44 \cdot 3,75^2 (3 \cdot 5,735 - 3,75)}{12} = 5,735 (2M_1 + 2 \cdot 1,5M_1) +$$

$$+ 3,75 (2 \cdot 0,9M_1 + 6,65);$$

$$180,38 = 28,675M_1 + 6,75M_1 + 24,94;$$

$$155,44 = 35,425M_1; \quad M_1 = 4,39 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_2 = 0,9 \cdot 4,39 = 3,95 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_1 = M_1' = 1,5 \cdot 4,39 = 6,59 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Панель Г. Расчетные пролеты:

$$l'_{01} = l'_1 - 0,2 - \frac{c}{2} + \frac{b_{s2}}{2} = 4 - 0,2 + 0,06 - 0,5 \cdot 0,25 = 3,735 \text{ м};$$

$$l'_{02} = l'_2 - 0,2 + \frac{c}{2} - \frac{b_{s1}}{2} = 6 - 0,2 + \frac{0,12}{2} - 0,5 \cdot 0,2 = 5,76 \text{ м};$$

$$\frac{l'_{02}}{l'_{01}} = \frac{5,76}{3,735} = 1,54.$$

Принимаем соотношения изгибающих моментов:

$$\frac{M_2}{M_1} = 0,9; \quad M_1 = 0; \quad M_{II} = 0; \quad M_1' = 6,59 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{II}' = 7,28 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Подставляем соотношения моментов в основное уравнение:

$$\frac{11,44 \cdot 3,735^2 (3 \cdot 5,76 - 3,735)}{12} = 5,76 (2M_1 + 0 + 6,59) +$$

$$+ 3,735 (2 \cdot 0,9M_1 + 0 + 7,28);$$

$$180,14 = 11,52M_1 + 37,96 + 6,72M_1 + 27,19;$$

$$180,14 = 18,24M_1 + 65,15;$$

$$114,99 = 18,24M_1; \quad M_1 = 6,3 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$M_2 = 0,9 \cdot 6,12 = 5,67 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Проверяем принятую толщину плиты по максимальному изгибающему моменту $M_{II}' = 7,28 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Расчет выполняем по блок-схеме 5 прил. 4.

1. Принимаем $\xi = 0,15$ и $b = 1000 \text{ мм}$.

2. $\alpha_m = \xi (1 - 0,5\xi) = 0,15 (1 - 0,5 \cdot 0,15) = 0,139.$

3. Рабочая высота

$$h_0 = \sqrt{\frac{M_{11}}{\alpha_m R_{bb}}} = \sqrt{\frac{7,28 \cdot 10^6}{0,139 \cdot 7,65 \cdot 1000}} = 82,74 \text{ мм.}$$

4. Принимаем расстояние от растянутой грани плиты до центра тяжести растянутой арматуры при защитном слое бетона 10 мм и предположении двух сеток с рабочей арматурой $\varnothing 5$ мм и распределительной $\varnothing 3$ мм

$$a = 10 + 5 + 3/2 = 16,5 \text{ мм.}$$

5. Полная высота сечения

$$h = h_0 + a = 82,74 + 16,5 = 99,24 \text{ мм.}$$

Принимаем $h = 100$ мм.

Расчет прочности сечений. Расчет прочности заключается в определении сечения рабочей арматуры в пролетах и на опорах плиты панелей А, Б, В и Г.

Расчет выполняем по блок-схеме 4 прил. 4.

Панель А. Сечение арматуры в пролетах и на опорах плиты, окаймленной со всех сторон балками, может быть уменьшено на 20 %.

1. Расчетная высота сечения при рабочей арматуре $\varnothing 5$ ВрI по двум направлениям:

по направлению l_1

$$h_0 = h - 10 - \frac{d_1}{2} = 100 - 10 - 5/2 = 87,5 \text{ мм;}$$

по направлению l_2

$$h_0 = h - 10 - d_1 - \frac{d_2}{2} = 100 - 10 - 5 - 5/2 = 82,5 \text{ мм.}$$

Определяем площадь сечения арматуры по направлению l_1 при $M_1 = 3,32$ кН · м:

1. $h_0 = 87,5$ мм.

$$6. \alpha_m = \frac{0,8M_1}{R_{bb}h_0^2} = \frac{0,8 \cdot 3,32 \cdot 10^6}{7,65 \cdot 1000 \cdot 87,5^2} = 0,045.$$

10. По табл. 4 прил. 2 $\zeta = 0,973$.

11. Площадь сечения арматуры

$$A_s = \frac{0,8M_1}{R_s \zeta h_0} = \frac{0,8 \cdot 3,32 \cdot 10^6}{360 \cdot 0,973 \cdot 87,5} = 86,7 \text{ мм}^2.$$

При $\varnothing 5$ ВрI и шаге 200 мм площадь сечения арматуры на 1 м плиты (табл. 4.16)

$$A_s = 98 \text{ мм}^2 < 86,7 \text{ мм}^2.$$

Определяем площадь сечения арматуры по направлению l_2 при $M_2 = 2,33 \text{ кН} \cdot \text{м}$:

1. $h_0 = 82,5 \text{ мм}$.

6. $\alpha_m = \frac{0,8 \cdot 2,33 \cdot 10^6}{7,65 \cdot 1000 \cdot 82,65^2} = 0,036$.

10. $\zeta = 0,878$.

11. $A_s = \frac{0,8 \cdot 2,33 \cdot 10^6}{360 \cdot 0,878 \cdot 82,5} = 71,5 \text{ мм}^2$.

При $\varnothing 5$ ВрI и шаге 200 мм

$$A_s = 98 \text{ мм}^2 > 71,5 \text{ мм}^2.$$

Для армирования плиты в пролетах панелей А (по низу плиты) принимаем сетки с рабочей арматурой в двух направлениях из стержней диаметром 5 мм и шагом 200 мм.

Марка сетки

$$C1 \frac{5\text{Вр I} - 200}{5\text{Вр I} - 200} 3660 \times 5800.$$

Сечение арматуры на средних опорах так же может быть уменьшено на 20 %, по осям В, Г и Д, а также по осям 3, 4 и 5;

$$M_I = M'_I = M_{II} = M'_{II} = 6,65 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

1. $h_0 = 100 - 10 - 5/2 = 87,5 \text{ мм}$.

6. $\alpha_m = \frac{0,8 \cdot 6,65 \cdot 10^6}{7,65 \cdot 1000 \cdot 87,5^2} = 0,091$.

10. $\zeta = 0,953$.

11. $A_s = \frac{0,8 \cdot 6,65 \cdot 10^6}{360 \cdot 0,953 \cdot 87,5} = 177,2 \text{ мм}^2$.

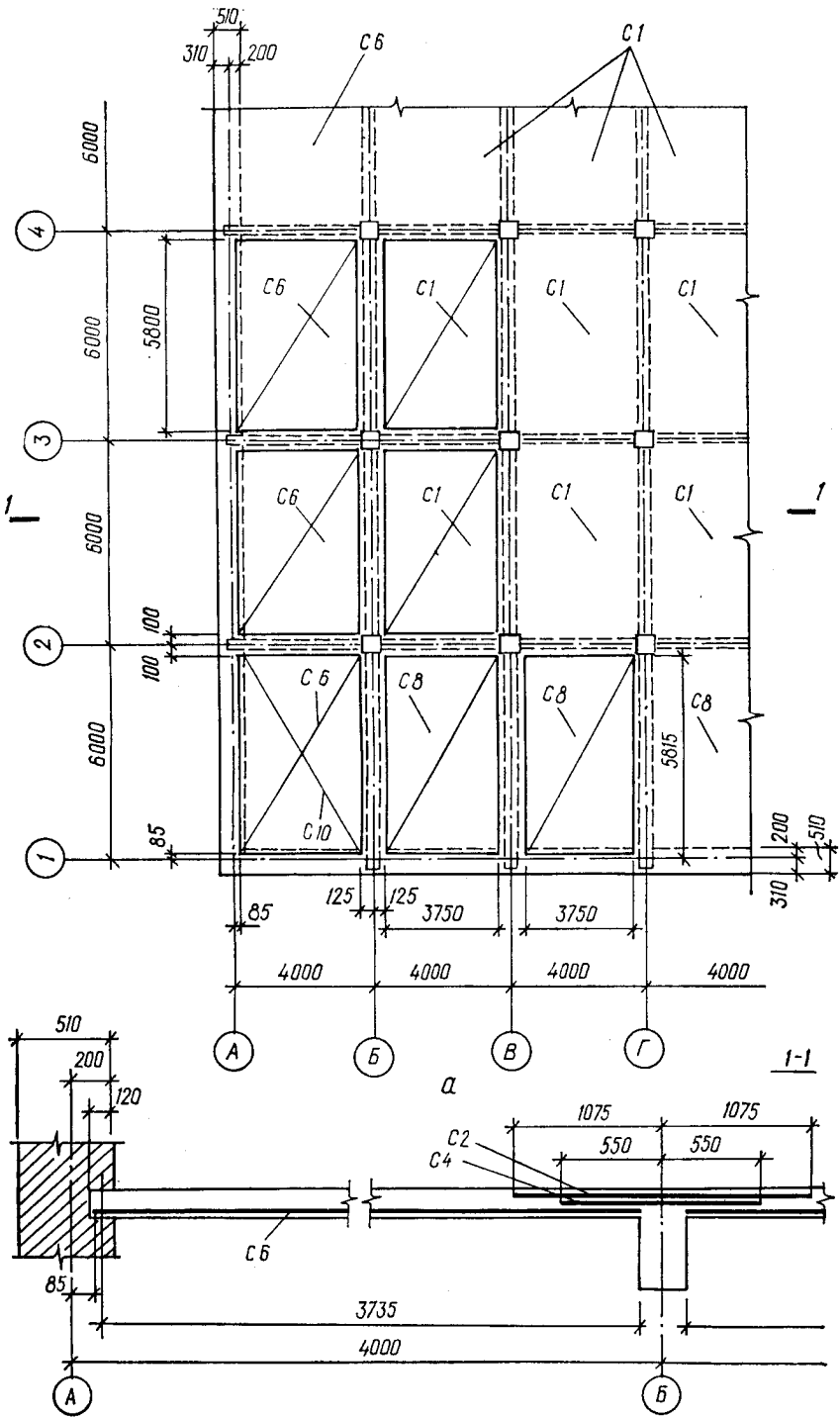
Принимаем сетки с поперечной рабочей арматурой $\varnothing 5$ ВрI шагом 100 мм (табл. 4.16)

$$A_s = 196 \text{ мм}^2 > 177,2 \text{ мм}^2.$$

Распределительные стержни опорных сеток принимаем $\varnothing 3$ ВрI с шагом 350 мм (табл. 4.17).

Ширина сетки принимается равной 1/4 пролета в каждую сторону от оси опоры:

по направлению l_1



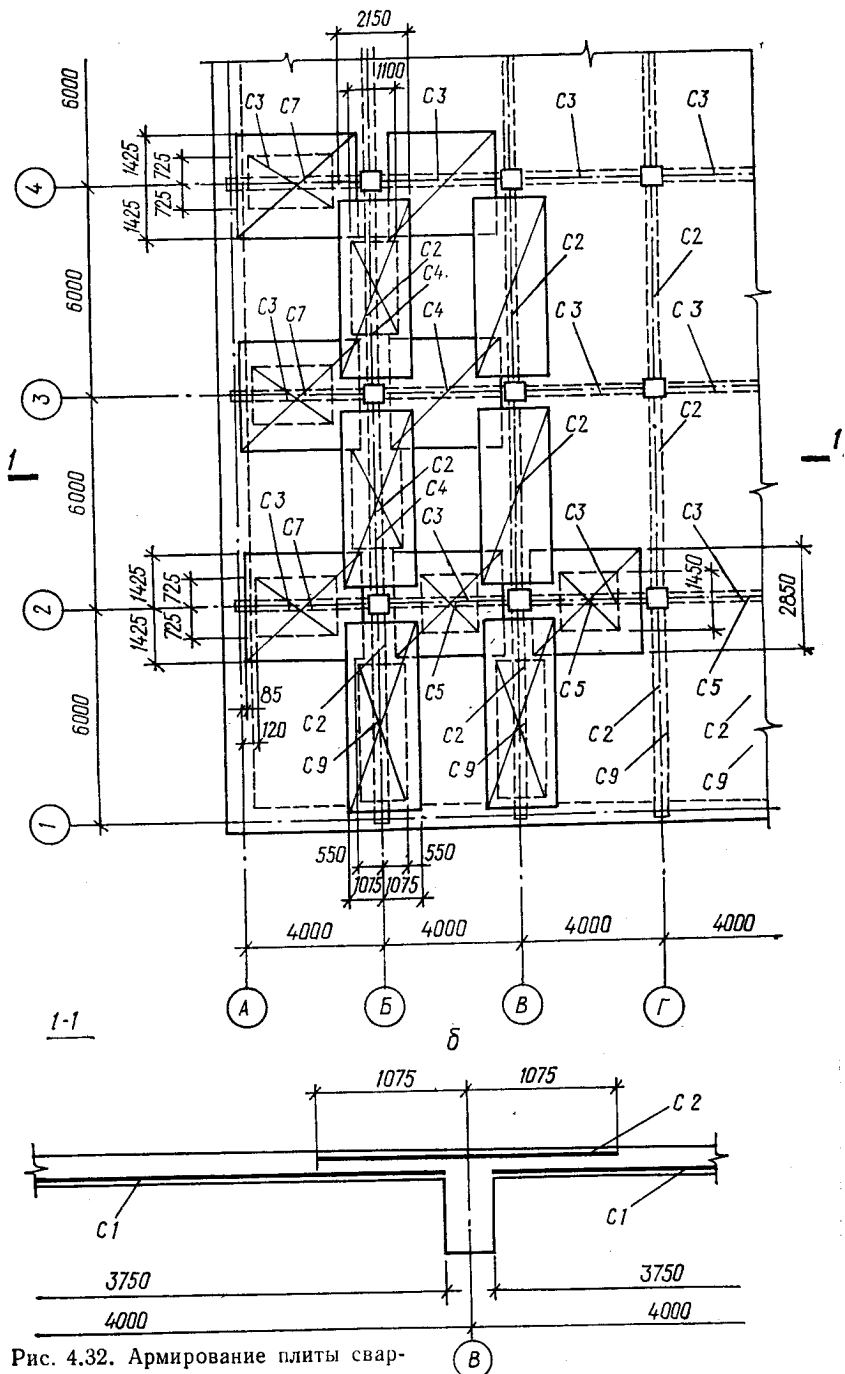


Рис. 4.32. Армирование плиты сварными сетками:
 а — по низу плиты; б — по верху плиты

$$A = 1/4l_1 + 1/4l_1 = 2000 \text{ мм};$$

по направлению l_2

$$A_s = 1/4l_2 + 1/4l_2 = 3000 \text{ мм.}$$

Длина сеток при сечении колонн 300×300 мм:

по направлению l_1 $L_1 = 4000 - 300 = 3700$ мм;

по направлению l_2 $L_2 = 6000 - 300 = 5700$ мм.

Марки сеток:

по направлению l_1

$$C2 \frac{3Bp I - 350}{5Bp I - 100} 2150 \times 5700;$$

по направлению l_2

$$C3 \frac{3Bp I - 350}{5Bp I - 100} 2850 \times 3700.$$

На первых промежуточных опорах плиты от стен здания арматуры требуется больше, так как изгибающий момент не уменьшается на 20 %, следовательно, над опорами необходимо укладывать по две сетки (по осям B , E , 2 и 6).

1. При двух сетках рабочая высота

$$h_0 = 100 - 10 - 5 - 3/2 = 83,5 \text{ мм.}$$

$$6. \alpha_m = \frac{6,65 \cdot 10^6}{7,65 \cdot 1000 \cdot 83,5^2} = 0,125.$$

$$10. \zeta = 0,933.$$

$$11. A_s = \frac{6,65 \cdot 10^6}{360 \cdot 0,933 \cdot 83,5} = 237 \text{ мм}^2.$$

На первых промежуточных опорах укладываем сетки $C2$ и $C3$ с площадью рабочей арматуры $A_s = 196 \text{ мм}^2$. Площадь сечения арматуры в дополнительных сетках из стержней диаметром 4 мм

$$A_s = \frac{(237 - 196) \cdot 360}{365} = 40,4 \text{ мм.}$$

При диаметре рабочих стержней дополнительных сеток 4 мм и шаге 200 мм

$$A_s = 0,63 \text{ мм}^2 > 40,4 \text{ мм}^2.$$

Марки дополнительных сеток:
в направлении l_1

$$C4 \frac{3Bp I - 350}{4Bp I - 200} 1100 \times 3000;$$

в направлении l_2

$$C5 \frac{3Bp I - 350}{4Bp I - 200} 1450 \times 2000.$$

Так же рассчитываем сечения рабочей арматуры при конструировании сеток для остальных панелей (панели B , B и Γ).

Раскладка сеток по низу и по верху плиты приведена на рис. 4.32.

ПРИЛОЖЕНИЯ

Приложение 1

Таблица 1. Расчетные сопротивления тяжелого бетона для предельных состояний первой и второй группы, а также его начальный модуль упругости, МПа, в зависимости от класса бетона по прочности на сжатие

Расчетные характеристики	Класс бетонов											
	B7,5	B10	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55

Для предельных состояний первой группы

Осевое сжатие (призменная прочность) R_b	4,5	6	7,5	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30	33
Осевое растяжение R_{bt}	0,48	0,57	0,66	0,75	0,9	1,05	1,2	1,3	1,4	1,45	1,55	1,6	1,65

Для предельных состояний второй группы

Осевое сжатие $R_{b, ser}$	5,5	7,5	9,5	11	15	18,5	22	25,5	29	32	36	39,5	43
Осевое растяжение $R_{bt, ser}$	0,7	0,85	1	1,15	1,4	1,6	1,8	1,95	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5
Начальный модуль упругости бетона $E_b \cdot 10^{-3}$ естественного твердения	16	18	21	23	27	30	32,5	34,5	36	37,5	39	39,5	40
То же, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении	14,5	16	19	20,5	24	27	29	31	32,5	34	35	35,5	36

Таблица 2. Расчетные сопротивления и модуль упругости стержневой арматуры, МПа

Класс арматуры	Расчетные сопротивления, МПа				Модуль упругости E_s , МПа
	для расчета по предельным состояниям первой группы			для расчета по предельным состояниям второй группы $R_{s, ser}$	
	растяжение		сжатие R_{sc}		
	R_s	R_{stw}			
A-I	225	175	225	235	210000
A-II	280	225	280	295	210000
A-III, \varnothing 6—8	355	285	355	390	200000
A-III, \varnothing 10—40	365	290	365	390	200000
A = IV	510	405	390	590	190000
A = V, Ат-V,	680	545	400	785	190000
Ат-Vc, Ат-Vск, A-VI, Ат-VI,					
Ат-VIK	815	650	400	980	190000
A-IIIв с контролем:	490	390	200	540	180000
удлинения	450	360	200	540	180000
Только напряжения					

Примечание: В сварных каркасах для поперечных стержней из арматуры класса А-III, диаметр которых меньше 1/3 диаметра продольных стержней, значения R_{stw} принимаются 245 МПа.

Таблица 3. Расчетные сопротивления и модуль упругости проволочной арматуры, МПа

Класс арматуры	Диаметр мм	Расчетные сопротивления арматуры для расчета по предельным состояниям первой группы, МПа			Нормативные сопротивления арматуры для предельных состояний второй группы, МПа	Модуль упругости арматуры E_s , МПа
		растяжению		сжатию R_{sc}		
		продольной R_s	поперечной R_{stw}			
Вр-I	3	375	270 (300)	375	410	170000
	4	365	265 (295)	365	405	170000
	5	360	260 (290)	360	295	170000
В-II	3	1240	990	400	1490	200000
	4	1180	940	400	1410	200000
	5	1110	890	400	1335	200000
	6	1050	835	400	1255	200000
	7	980	785	400	1175	200000
	8	915	730	400	1100	200000

Класс арматуры	Диаметр, мм	Расчетные сопротивления арматуры для расчета по предельным состояниям первой группы, МПа			Нормативные сопротивления арматуры для предельных состояний второй группы, МПа	Модуль упругости арматуры E_s , МПа
		растяжению		сжатию R_{sc}		
		продольной R_s	поперечной R_{sw}			
Вр-II	3	1215	970	400	1460	200000
	4	1145	915	400	1370	200000
	5	1045	835	400	1255	200000
	6	980	785	400	1175	200000
	7	915	730	400	1100	200000
	8	850	680	400	1020	200000
К-7	6	1210	965	400	1450	180000
	9	1145	915	400	1370	180000
	12	1110	990	400	1335	180000
	15	1080	865	400	1295	180000
К-19	14	1175	940	400	1410	180000

Примечание: В скобках приведены значения R_{sw} при применении стальной проволоки класса Вр-I в вязанных каркасах.

Приложение 2

Таблица 4. Коэффициенты ξ , ζ и α_m

$\xi = x/h_0$	ζ	α_m	$\xi = x/h_0$	ζ	α_m	$\xi = x/h_0$	ζ	α_m
0,01	0,995	0,01	0,26	0,87	0,226	0,51	0,745	0,38
0,02	0,99	0,02	0,27	0,865	0,234	0,52	0,74	0,385
0,03	0,985	0,03	0,28	0,86	0,241	0,53	0,735	0,39
0,04	0,98	0,039	0,29	0,855	0,248	0,54	0,73	0,394
0,05	0,975	0,049	0,3	0,85	0,255	0,55	0,725	0,399
0,06	0,97	0,058	0,31	0,845	0,262	0,56	0,72	0,403
0,07	0,965	0,068	0,32	0,84	0,269	0,57	0,715	0,407
0,08	0,96	0,077	0,33	0,835	0,276	0,58	0,71	0,412
0,09	0,955	0,086	0,34	0,83	0,282	0,59	0,705	0,416
0,1	0,95	0,095	0,35	0,825	0,289	0,60	0,7	0,42
0,11	0,945	0,104	0,36	0,82	0,295	0,62	0,69	0,428
0,12	0,94	0,113	0,37	0,815	0,302	0,64	0,68	0,435
0,13	0,935	0,122	0,38	0,81	0,308	0,66	0,67	0,442
0,14	0,93	0,13	0,39	0,805	0,314	0,68	0,66	0,449
0,15	0,925	0,139	0,4	0,8	0,32	0,7	0,65	0,455
0,16	0,92	0,147	0,41	0,795	0,326	0,72	0,64	0,461
0,17	0,915	0,156	0,42	0,79	0,332	0,74	0,63	0,466
0,18	0,91	0,164	0,43	0,785	0,338	0,76	0,62	0,471
0,19	0,905	0,172	0,44	0,78	0,343	0,78	0,61	0,476
0,2	0,9	0,18	0,45	0,775	0,349	0,8	0,6	0,48
0,21	0,895	0,188	0,46	0,77	0,354	0,85	0,575	0,489
0,22	0,89	0,196	0,47	0,765	0,36	0,9	0,55	0,495
0,23	0,885	0,204	0,48	0,76	0,365	0,95	0,525	0,499
0,24	0,88	0,211	0,49	0,755	0,37	1	0,50	0,5
0,25	0,875	0,219	0,5	0,55	0,375	—	—	—

Таблица 5. Сортамент арматуры

Номи- нальный диаметр. мм	Расчетная площадь поперечного сечения, мм ² , при количестве стержней								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
3	7	14	21	28	35	42	49	57	64
4	13	25	38	50	63	76	88	101	113
5	20	39	59	79	98	118	138	157	177
6	28	57	85	113	142	170	198	226	255
7	38	77	115	154	192	231	269	308	346
8	50	101	151	201	251	302	352	402	253
9	64	127	191	254	318	382	445	509	572
10	78	157	235	314	393	471	550	628	707
12	113	226	339	452	565	678	791	904	1018
14	154	308	462	615	769	923	1077	1230	1385
16	201	402	603	804	1005	1206	1407	1608	1809
18	255	509	763	1017	1272	1527	1781	2036	2290
20	314	628	941	1256	1570	1885	2198	2514	2828
22	380	760	1140	1520	1900	2281	2661	3041	3421
25	491	982	1473	1964	2454	2945	3436	3927	4418
28	616	1232	1847	2463	3079	3595	4310	4926	5542
32	804	1608	2413	3217	4021	4826	5630	6434	7238
36	1018	2036	3054	4072	5090	6107	7125	8143	9161
40	1256	2512	3770	5024	6280	7536	8792	10048	11310

Георети- ческая масса. кг	Диаметры при классе стали				Ат-IV Ат V Ат-VI	Вр-I, ГОСТ 6727-80	В-II, Вр-II, ГОСТ 7348-81
	A-I A-III	A-II	A-IV	A-V			
	ГОСТ 5781-82				ГОСТ 101884-81		
0,055						+	+
0,099						+	+
0,154						+	+
0,222	+						+
0,302	+						+
0,395	+						+
0,499	+						
0,617	+	+	+	+	+		
0,888	+	+	+	+	+		
1,208	+	+	+	+	+		
1,578	+	+	+	+	+		
1,998	+	+	+	+	+		
2,466	+	+	+	+	+		
2,984	+	+	+		+		
3,85	+	+	+		+		
4,83	+	+	+				
6,31	+	+	+				
7,99	+	+					
9,865	+	+					

Таблица 6. Сортамент арматурных канатов класса К-7

Номинальный диаметр каната, мм	Диаметр проволок, мм	Площадь поперечного сечения каната, мм ²	Теоретическая масса 1 м каната, кг
6	2	22,7	1,73
9	3	51	4,02
12	4	90,6	7,14
15	5	141,6	11,116

Примечания: 1. Номинальный диаметр каната класса К-7 соответствует утроенному значению номинального диаметра проволоки.
 2. Сортамент канатов класса К-7 принят по ГОСТ 13840—68.

Таблица 7. Соотношения между диаметрами свариваемых стержней и минимальные расстояния между стержнями в сварных сетках и каркасах, изготавливаемых с помощью контактной точечной сварки

Диаметр стержня одного направления d_1 , мм	3	6	8	10	12	14	16	18	20	22	25	28	32	30	40
Наименьший допустимый диаметр стержня другого направления d_2 , мм	3	3	3	3	3	4	4	5	5	6	8	8	8	10	10

Наименьшее допустимое расстояние между осями стержней одного направления u_{min} и v_{min} , мм	50	50	75	75	75	75	75	100	100	100	150	150	150	200	200
То же, продольных стержней при двухрядном их расположении в каресе, v_{1min} , мм	—	30	30	30	40	40	40	40	50	50	50	60	70	80	80

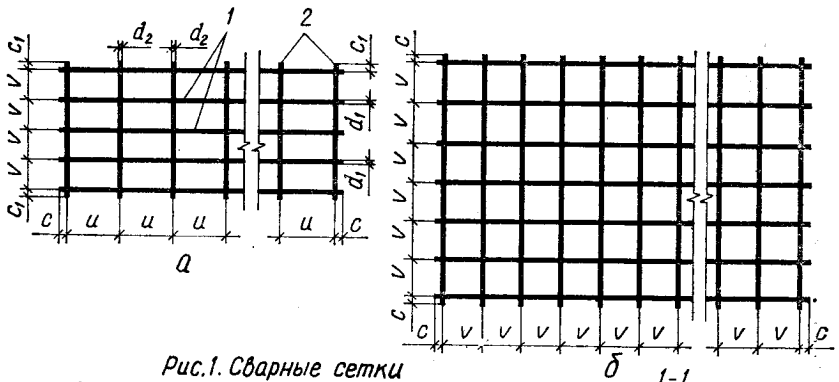


Рис.1. Сварные сетки

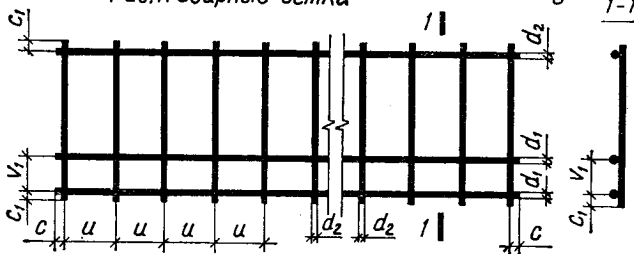
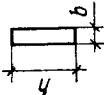
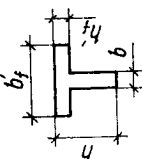
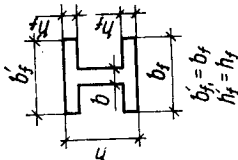
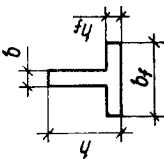
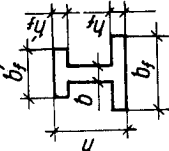


Рис.2. Сварные каркасы

Таблица 8. Значение коэффициента γ

Сечение	γ	Форма поперечного сечения	Сечение	γ	Форма поперечного сечения
Прямоугольное	1,75				
Тавровое с полкой, расположенной в сжатой зоне	1,75		Двутавровое симметричное (коробчатое): при $b_f/b = b_f/b \leq 2$ при $2 < b_f/b = b_f/b \leq 6$ при $b_f/b = b_f/b > 6$ и $h_f/h = h_f/h \geq 0,2$ при $6 < b_f/b = b_f/b \leq 15$ и $h_f/h = h_f/h < 0,2$ при $b_f/b = b_f/b > 15$ и $h_f/h = h_f/h < 0,1$	1,75 1,5 1,5 1,25 1,1	
Тавровое с полкой (уширением), расположенной в растянутой зоне: при $b_f/b \leq 2$ независимо от отношения h_f/h при $b_f/b \geq 2$ и $h_f/h < 0,2$ при $b_f/b > 2$ и $h_f/h < 0,2$	1,75 1,75 1,5		Двутавровое несимметричное, удовлетворяющее условию $b_f/b \leq 3$: при $b_f/b \leq 2$ независимо от отношения h_f/h при $2 < b_f/b \leq 6$ независимо от отношения h_f/h при $b_f/b > 6$ и $h_f/h > 0,1$	1,75 1,5 1,5	

Продолжение табл. 8

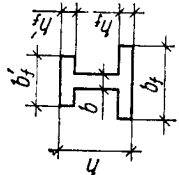
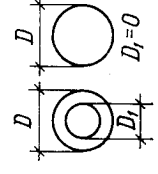
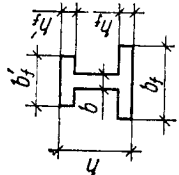
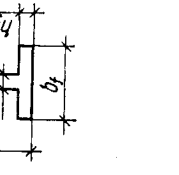
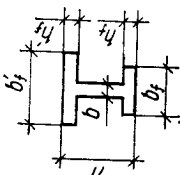
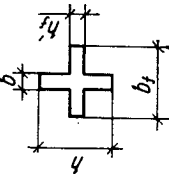
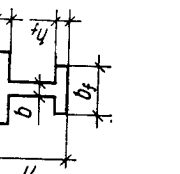
Сечение	γ	Форма поперечного сечения	Сечение	γ	Форма поперечного сечения
Двуглавое несимметричное, удовлетворяющее условию $3 < b_f/b < 8$:	1,5		Кольцевое и круглое	$2 \cdot \frac{D_1}{D}$	
при $b_f/b \leq 4$ независимо от отношения h_f/h	1,5				
при $b_f/b > 4$ и $h_f/h \geq 0,2$	1,25				
при $b_f/b > 4$ и $h_f/h < 0,2$					
Двуглавое несимметричное, удовлетворяющее условию $b_f/b \geq 8$:	1,5		Крестовое:	2	
при $h_f/h > 0,3$	1,25		при $b_f/b \geq 2$ и $0,9h \geq h_f/h > 0,2$ в остальных случаях	1,75	
при $h_f/h \leq 0,3$					

Таблица 9. Коэффициенты Φ_b и Φ_r

Бетон	$\frac{N_l}{N}$	Значения l_0/h							
		6	8	10	12	14	16	18	20

		Коэффициент Φ_b								
Тяжелый (обычный) мелкозернистый	0	0,93	0,91	0,91	0,9	0,89	0,86	0,83	0,8	
	0,5	0,92	0,91	0,9	0,88	0,85	0,8	0,73	0,65	
	1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,81	0,74	0,63	0,55	
Легкий	0	0,93	0,91	0,89	0,85	0,8	0,78	0,74	0,7	
	0,5	0,92	0,9	0,88	0,84	0,77	0,72	0,68	0,6	
	1	0,92	0,9	0,87	0,81	0,74	0,67	0,6	0,51	

Коэффициент Φ_r

При площади сечения промежуточных стержней, расположенных у граней, параллельных рассматриваемой плоскости $A_{sm} < \frac{1}{3}(A_s + A'_s)$

Тяжелый (обычный) мелкозернистый	0	0,93	0,92	0,91	0,9	0,89	0,87	0,84	0,81
	0,5	0,92	0,92	0,91	0,9	0,87	0,84	0,8	0,75
	1	0,92	0,91	0,9	0,88	0,86	0,82	0,77	0,7
Легкий	0	0,93	0,91	0,89	0,85	0,83	0,79	0,75	0,71
	0,5	0,92	0,91	0,89	0,84	0,78	0,76	0,72	0,67
	1	0,92	0,9	0,88	0,83	0,77	0,74	0,68	0,62

То же, при $A_{sm} \geq \frac{1}{3}(A_s + A'_s)$

Тяжелый (обычный) мелкозернистый	0	0,92	0,92	0,91	0,89	0,87	0,84	0,8	0,75
	0,5	0,92	0,91	0,9	0,87	0,83	0,79	0,72	0,65
	1	0,92	0,91	0,89	0,86	0,8	0,74	0,66	0,58
Легкий	0	0,92	0,91	0,89	0,84	0,79	0,75	0,71	0,65
	0,5	0,92	0,9	0,88	0,83	0,77	0,71	0,68	0,6
	1	0,92	0,9	0,87	0,81	0,74	0,68	0,61	0,52

Примечание: N_l — продольная сила от действия постоянных и длительных нагрузок; N — продольная сила от действия всех нагрузок (постоянных длительных, кратковременных).

Блок-схемы для расчета железобетонных конструкций
(Общие замечания)

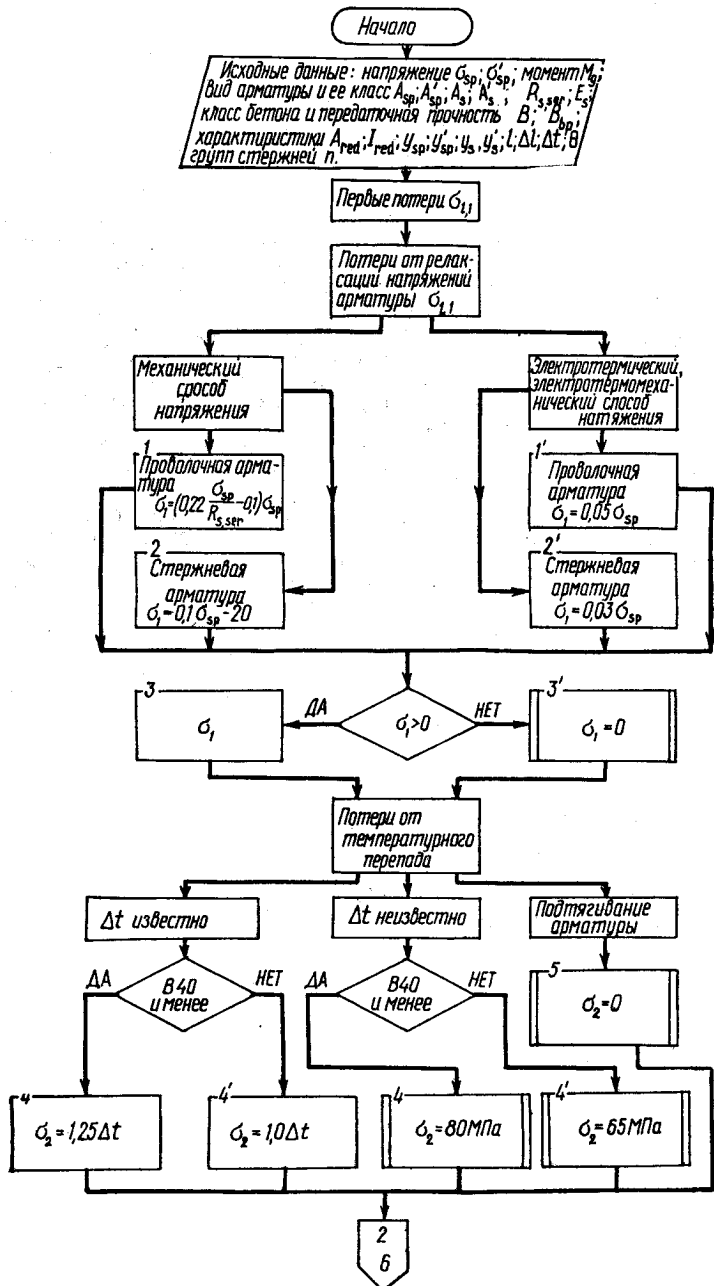
При пользовании блок-схемами следует иметь в виду следующее:

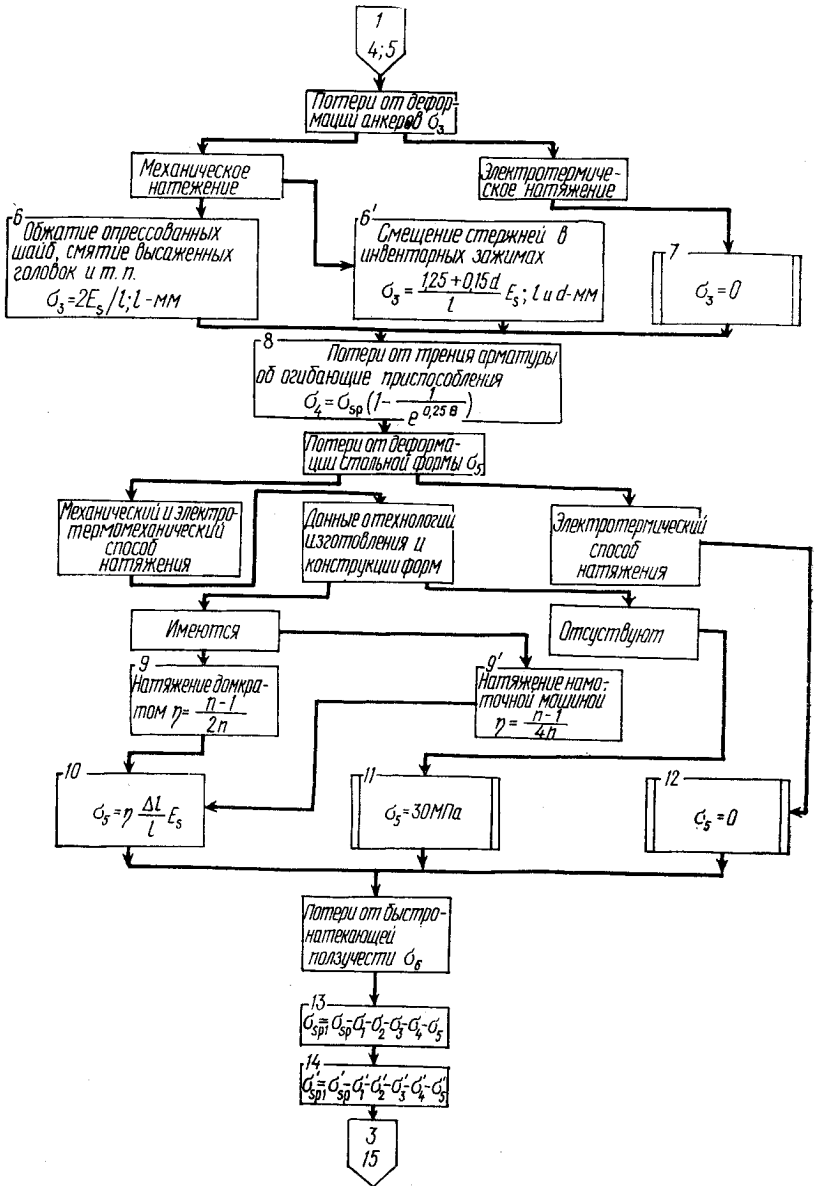
1. Блок-схемы составлены для расчета железобетонных конструкций выполняемых из тяжелого бетона. При применении для изготовления конструкций иных бетонов (легких, мелкозернистых и т. п.) необходимо корректировать блок-схемы в части значений эмпирических коэффициентов и отдельных зависимостей.
2. Напряжения в арматуре и бетоне (σ_{sc} и σ_s и др.) в блок-схемах даны в МПа. При вычислении величин по эмпирическим формулам напряжения и расчетные сопротивления материалов следует подставлять также в МПа (например: при определении коэффициентов ω , α , β и др.).
3. При расчете на прочность нормальных сечений изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых железобетонных элементов коэффициенты α_m и ζ по ξ или соответственно ξ и ζ по α_m могут определяться как по приведенным в блок-схемах формулам, так и по табл. 4 прил. 2.
4. В блок-схемах также, как и в нормах проектирования СНиП 2.03.01-84 принято одинаковое обозначение для расчетных сопротивлений напрягаемой и ненапрягаемой арматуры — R_s .
5. В блок-схемах приняты обозначения основных величин, применяемых в строительстве, согласно стандарту СТ. СЭВ 1565—79 «Буквенные обозначения» и нормы СНиП 2.03.01-84.
6. Расчетные сопротивления и деформативные характеристики бетона и арматуры, значение эмпирических коэффициентов и другие величины, которые входят в исходные данные блок-схем, следует принимать по нормам проектирования бетонных и железобетонных конструкций— СНиП 2.03.01-84 [10].
7. В случае, если в одной блок-схеме встречаются две величины, обозначенные в СНиП 2.03.01-84 одинаково, в обозначении одной из них включают дополнительно цифровой индекс (например, в блок-схемах 26 и 30 — λ и λ_1). Цифровые индексы используются и в тех случаях, когда одни и те же величины в ходе расчета по блок-схеме вычисляются два или более раза (например в блок-схеме 8 вычисляют ξ , ξ_1 и ξ_2).

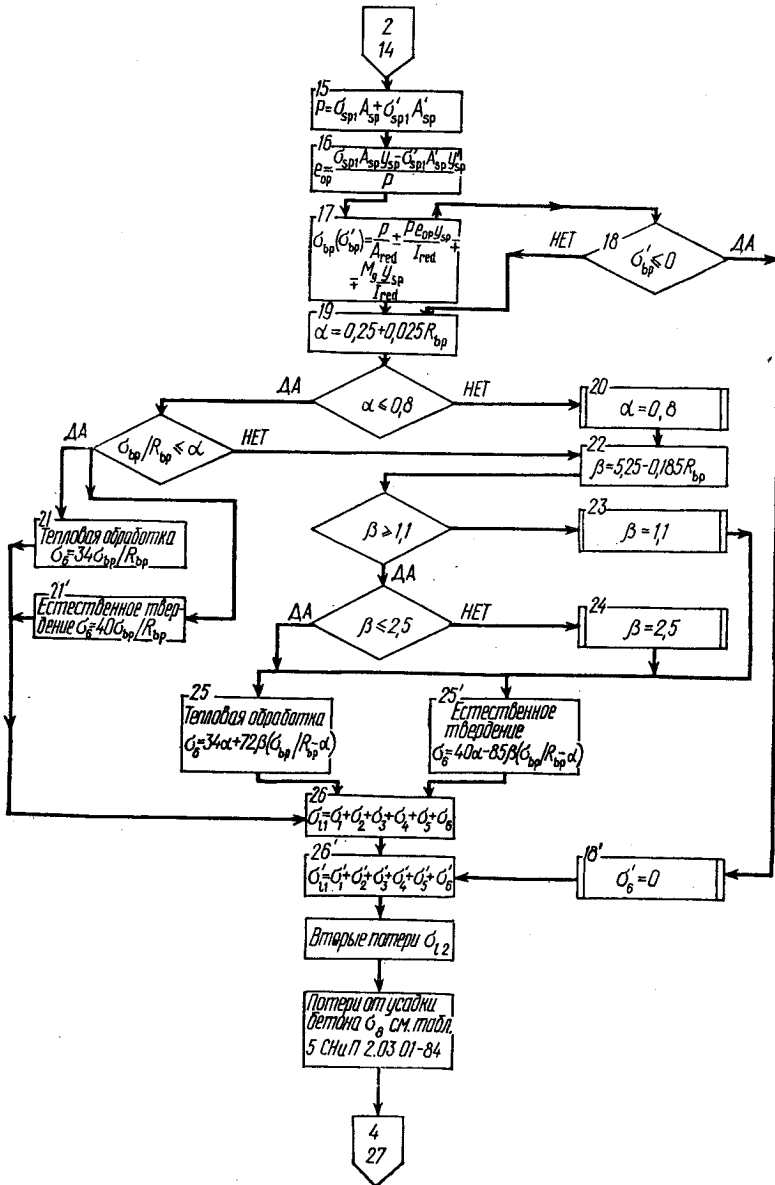
1. Блок-схема для определения потерь предварительного напряжения арматуры (блок-схема 1)
Примечания к блок-схеме 1

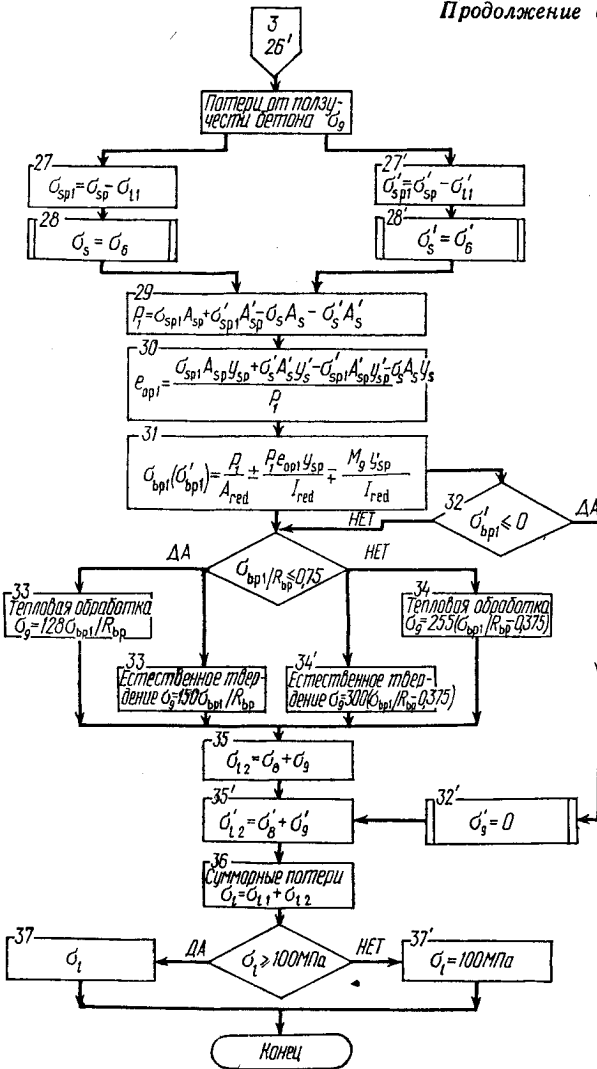
1. Потери от релаксации в арматуре класса А-IIIВ принимают $\sigma_1 = 0$.
2. Потери $\sigma_2' - \sigma_2$ для арматуры A_{sp} определяют параллельно по тем же формулам, что и для арматуры A_{sr} .
3. Напряжения в бетоне сжатой зоны σ_{br}' и $\sigma_{br,1}$ определяют по формулам п. 17 и п. 31 при втором сочетании знаков ($- +$).

Блок-схема 1. Определение потерь предварительного напряжения арматуры при натяжении на упоры









II. Блок-схемы для расчета центрально-растянутых железобетонных элементов по первой и второй группам предельных состояний (блок-схемы 2, 3).

Примечания к блок-схемам 2, 3

1. При определении нагрузок N (при $\gamma_f > 1$) и N_n (при $\gamma_f = 1$) действующих на элементы, к трещиностойкости которых предъявляются требования 2-й и 3-й категории, коэффициенты надежности по нагрузке назначаются с учетом требований п. 1.12 и табл. 3[10].

2. Ширина раскрытия трещин $a_{срст}$ в элементах, к трещиностойкости которых предъявляются требования 2-й категории (блок-схема 2) определяется только от непродолжительного действия всех нагрузок (постоянной, временной длительной и кратковременной) при $\gamma_f = 1$.

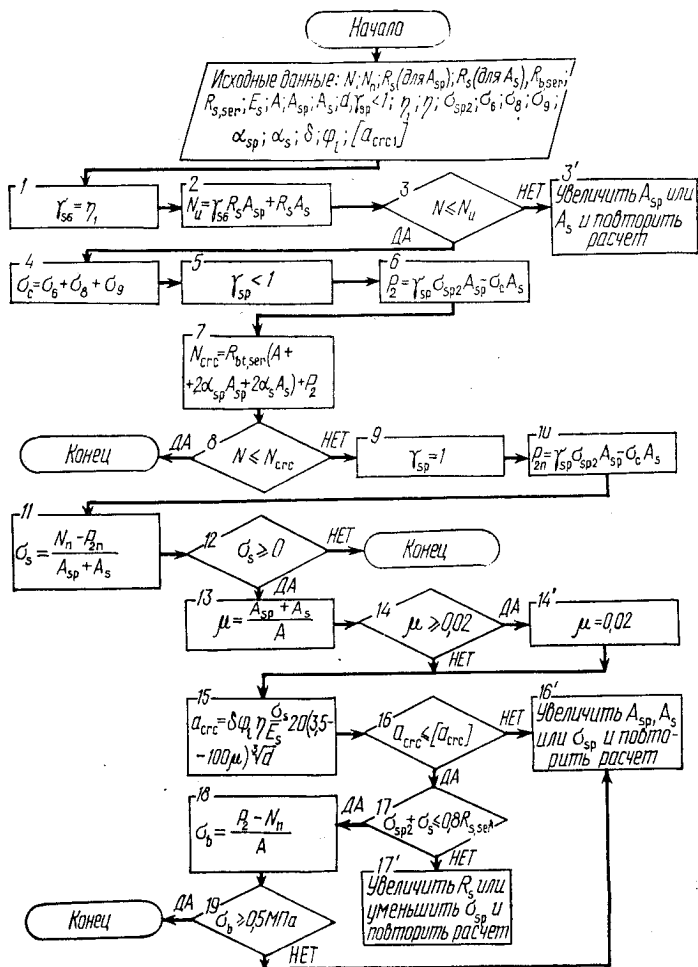
3. Полная ширина раскрытия трещин элементов, к трещиностойкости которых предъявляются требования 3-й категории трещиностойкости, определяется по формуле

$$a_{crс} = a_{crс1} - a_{crс2} + a_{crс3}$$

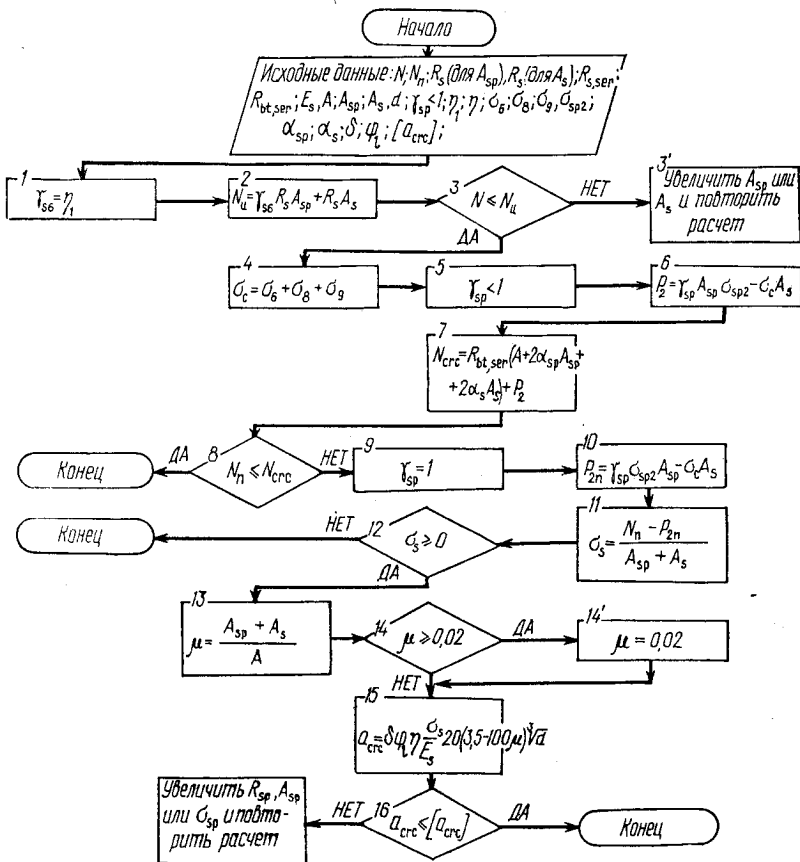
где $a_{crс1}$ и $a_{crс2}$ — ширины раскрытия трещин, определяемые при $\varphi_l = 1$ соответственно от непродолжительного действия всей нагрузки и непродолжительного действия только постоянной и временной длительной нагрузок; $a_{crс3}$ — ширина раскрытия трещин, определяемая при $\varphi_l > 1$ от длительного действия временной длительной нагрузки.

4. Предельные значения ширины раскрытия трещин $a_{crс1}$ и $a_{crс2}$ даны в табл. 2. [10].

Блок-схема 2. Расчет на прочность, по образованию, раскрытию и закрытию трещин центрально-растянутых элементов, к трещиностойкости которых предъявляются требования 2-й категории.



Блок-схема 3. Расчет на прочность, по образованию и раскрытию трещин центрально-растянутых элементов, к трещиностойкости которых предъявляются требования 3-й категории.



III. Блок-схемы для расчета железобетонных изгибаемых элементов на прочность по нормальным сечениям (блок-схемы 4 — 10).

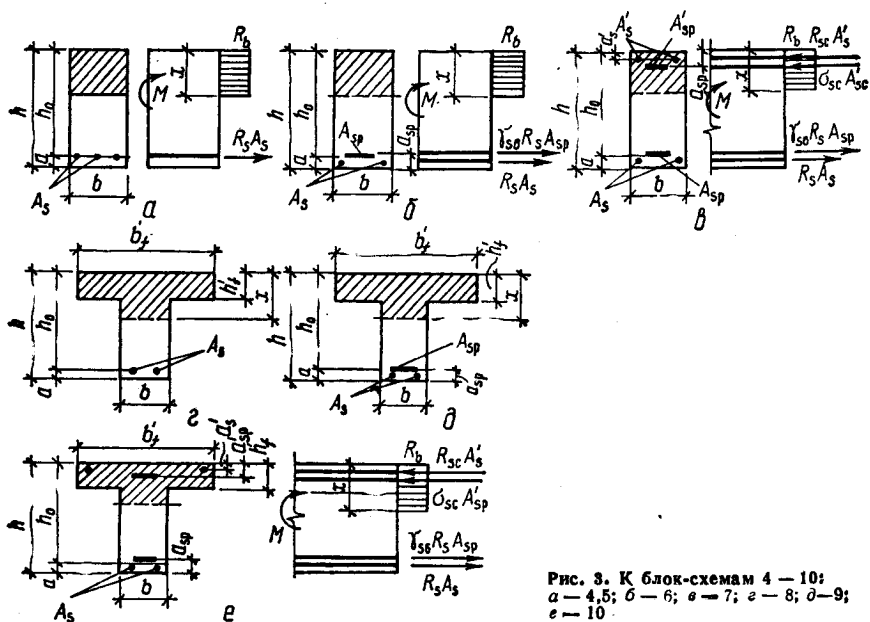


Рис. 3. К блок-схемам 4 — 10:
а — 4,5; б — 6; в — 7; г — 8; д — 9;
е — 10.

Примечания к блок-схемам 4 — 10

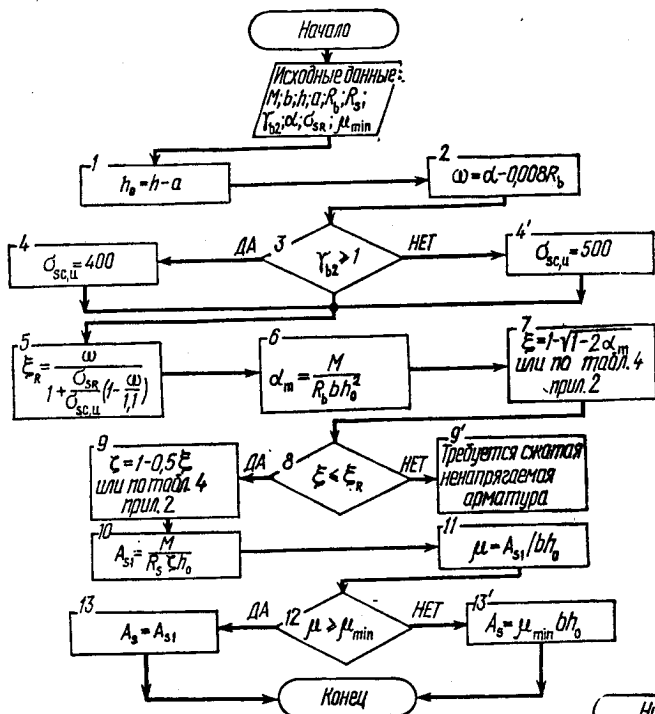
1. В блок-схемах, где значение коэффициента точности предварительного напряжения арматуры γ_{sp} принимается различным в разных формулах, к коэффициенту γ_{sp} введены дополнительные цифровые индексы, а именно при $\gamma_{sp} > 1 - \gamma_{sp1}$; при $\gamma_{sp} < 1 - \gamma_{sp2}$; при $\gamma_{sp} = 1 - \gamma_{sp}$ (блок-схемы 7, 10).

2. При определении $\Delta\sigma_{sp}$ (блок-схемы 7, 9, 10) предварительное напряжение арматуры A_{sp} определяется с учетом только потерь $\sigma_3 - \sigma_6$.

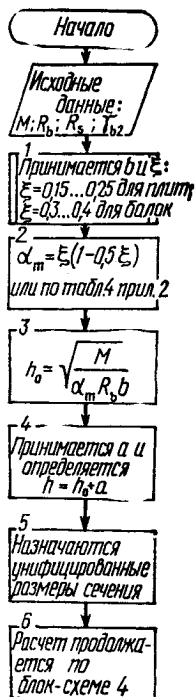
3. Число стержней напрягаемой арматуры в сечении элемента (п. 4, блок-схема 9) предварительно задается.

4. Смещение стержней в инвентарных зажимах определяется по формуле $\Delta l = 1,25 + 0,15d$ (где d — диаметр стержня, мм); в остальных случаях — $\Delta l = 2$ мм; длина натягиваемого стержня l (расстояние между наружными гранями упоров) принимается на 0,2—0,3 м больше конструктивной длины элемента (блок-схема 9).

5. При невозможности увеличить высоту сечения или классе бетона, если $\xi > \xi_R$ (п. 20, блок-схема 9), в сжатой зоне устанавливается по расчету ненапрягаемая арматура.

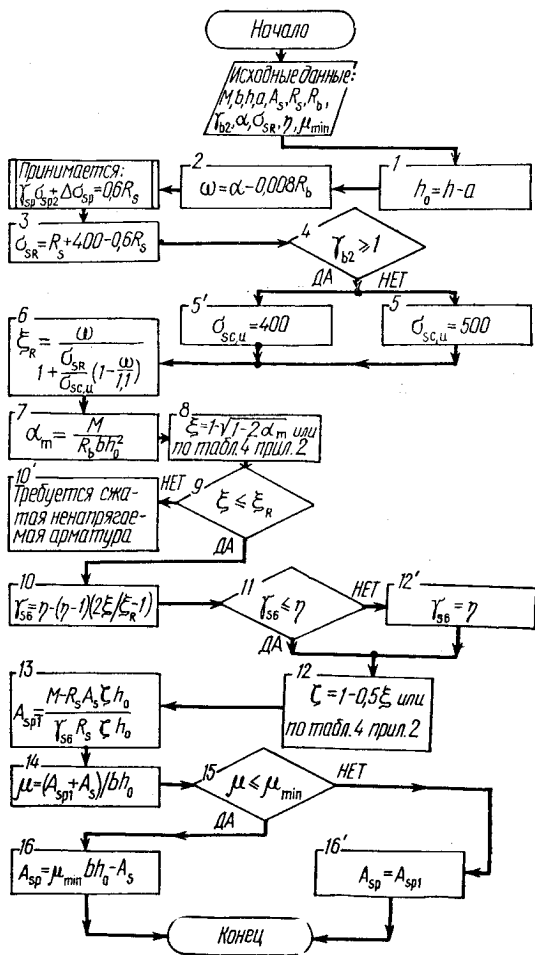


Блок-схема 4. Определение площади сечения ненапрягаемой арматуры в изгибаемых элементах прямоугольного профиля из условия прочности нормальных сечений

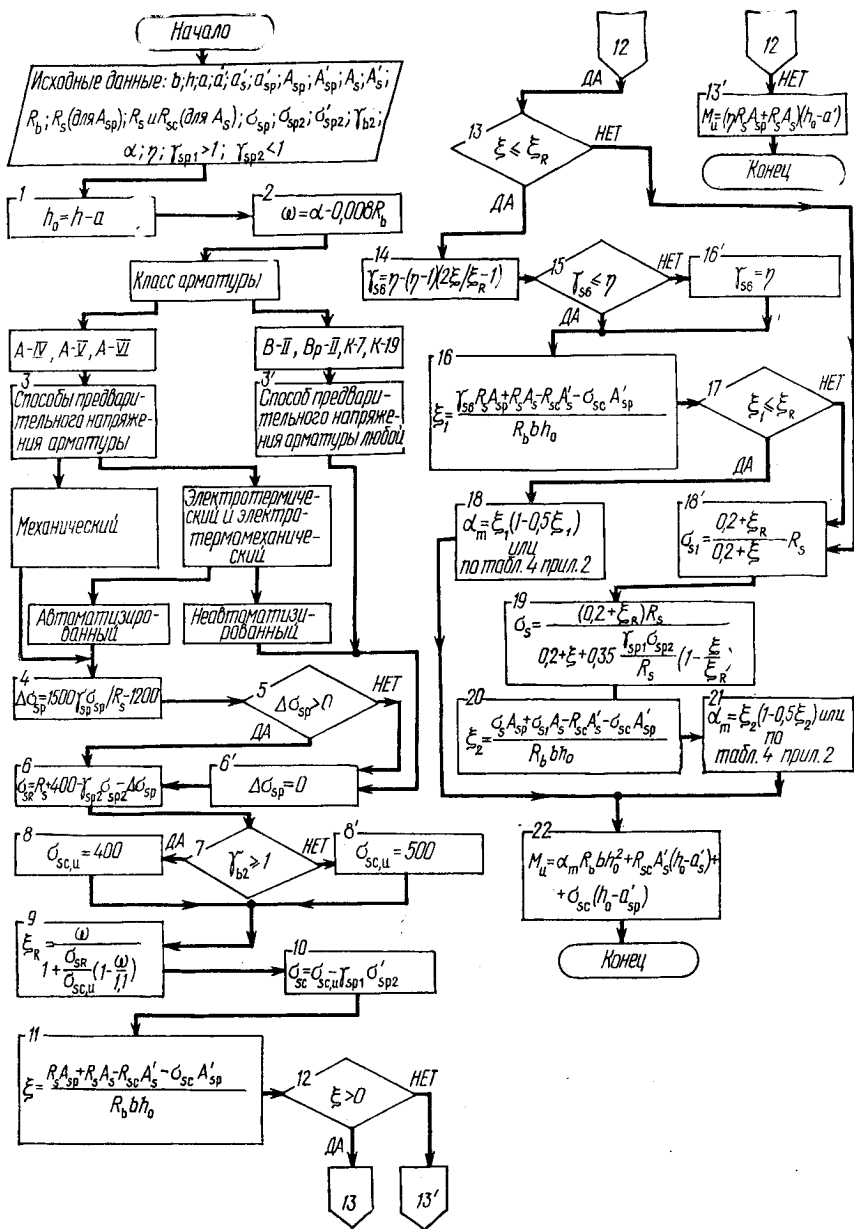


Блок-схема 5. Определение размеров сечения и площади сечения ненапрягаемой арматуры в изгибаемых элементах прямоугольного профиля из условия прочности нормальных сечений

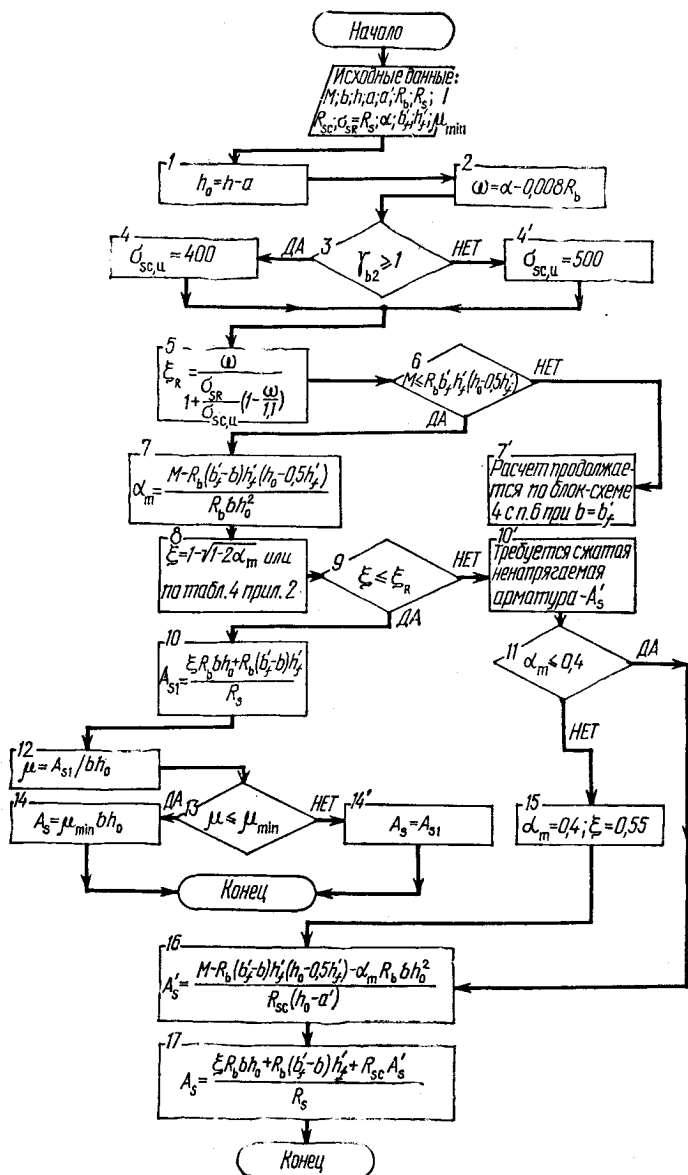
Блок-схема 6. Определение площади сечения продольной предварительно напрягаемой арматуры в изгибаемых элементах прямоугольного профиля с одиночной арматурой



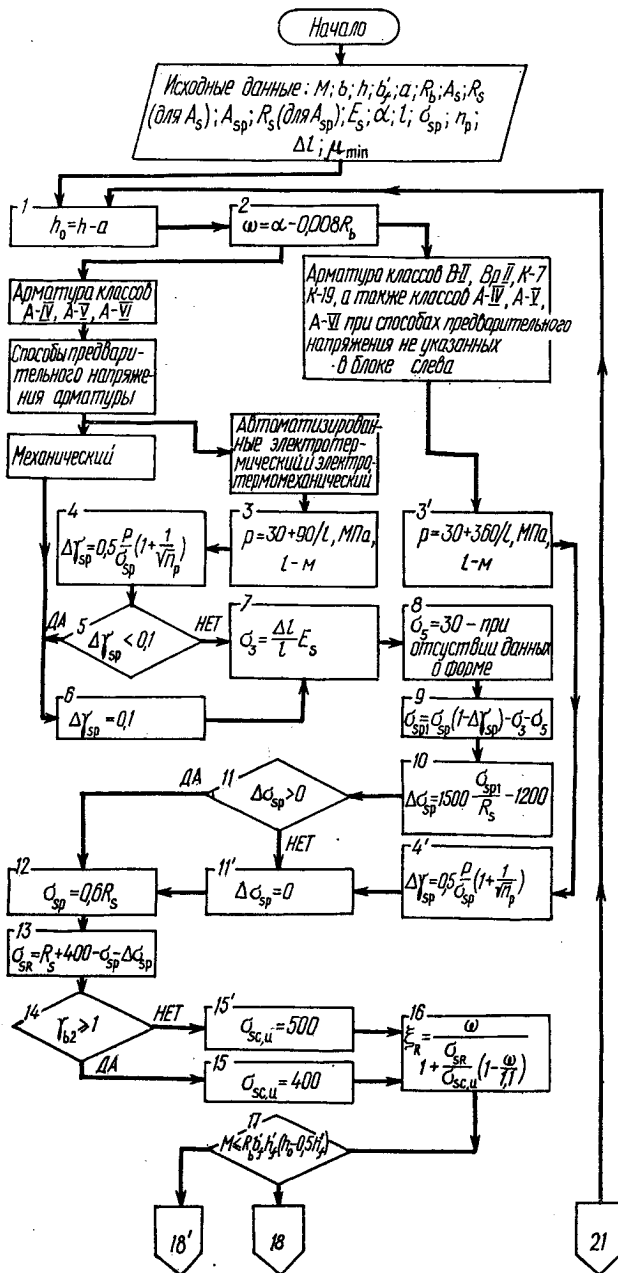
Блок-схема 7. Определение прочности нормальных сечений изгибаемых элементов прямоугольного профиля с двойной предварительно напрягаемой и ненапрягаемой арматурой.

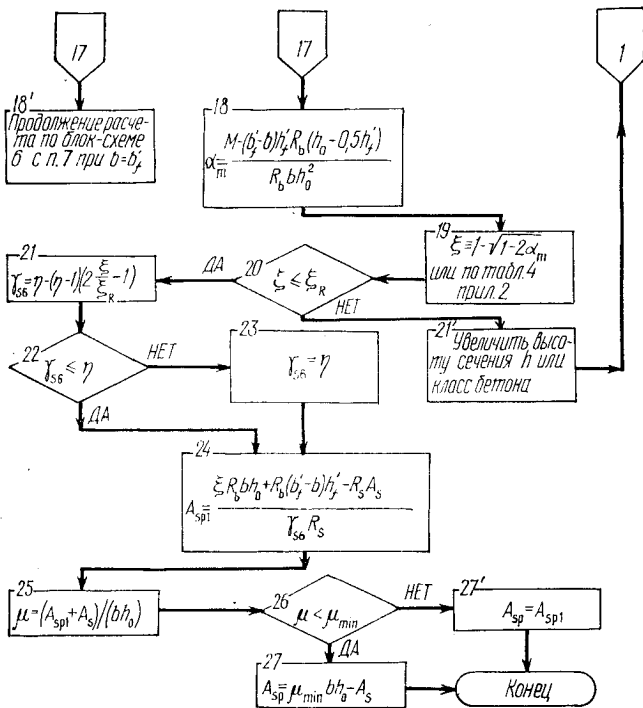


Блок-схема 8. Спределение площади сечения ненапрягаемой арматуры в изгибаемых элементах таврового профиля из условия прочности нормальных сечений

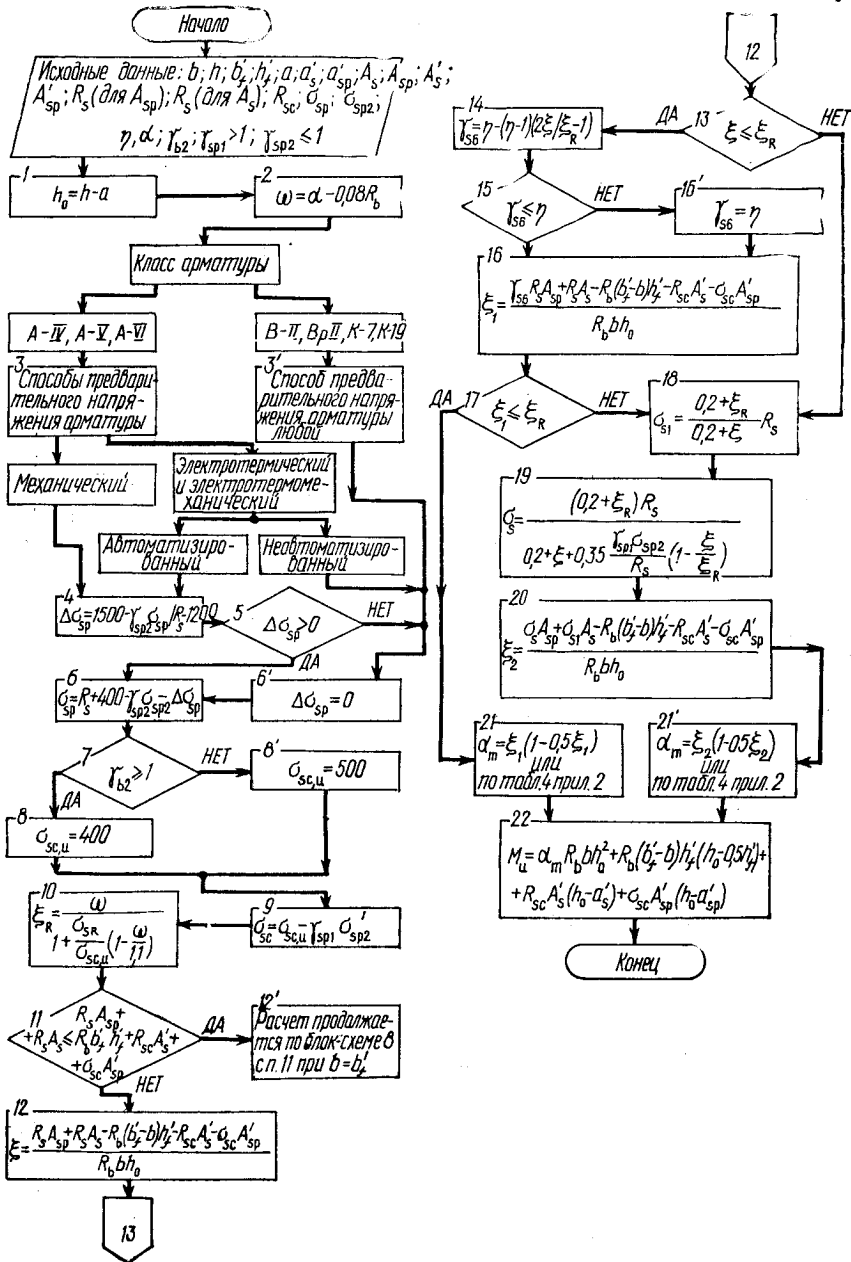


Блок-схема 9. Определение площади сечения предварительно напрягаемой растянутой арматуры в изгибаемых элементах таврового профиля с одиночной арматурой





Блок-схема 10. Определение прочности нормальных сечений изгибаемых предварительно напряженных элементов таврового профиля с двойной напрягаемой и ненапрягаемой арматурой



IV. Блок-схемы для расчета железобетонных изгибаемых элементов на прочность по наклонным сечениям (блок-схемы 11 — 15)

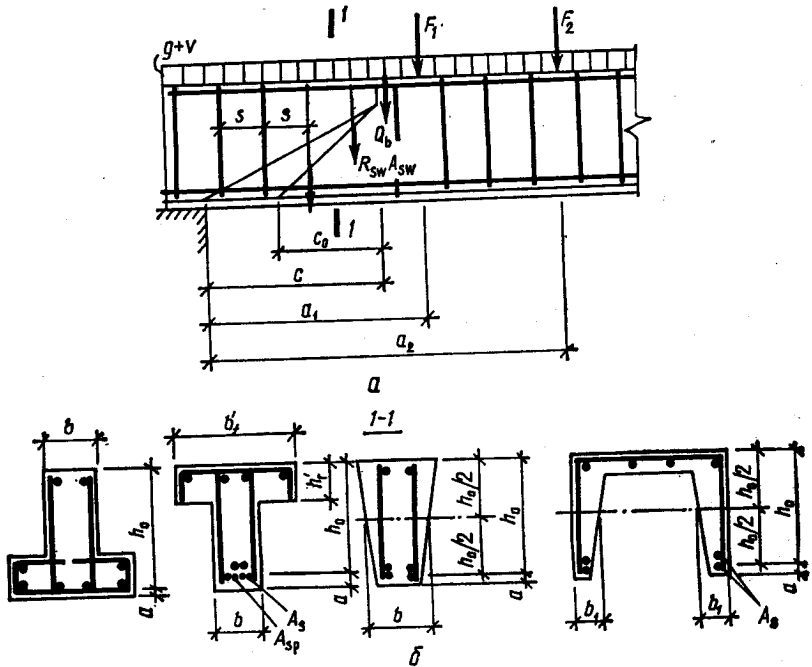


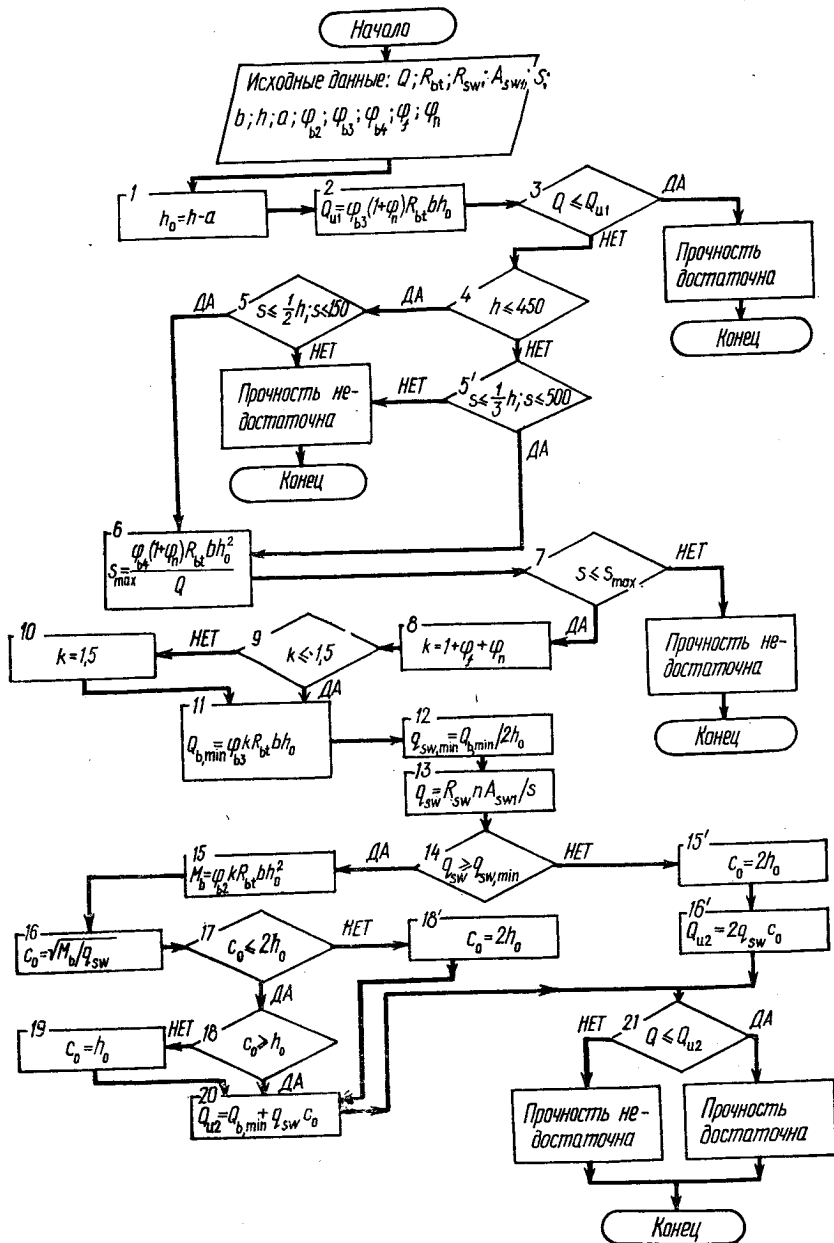
Рис. 4. К блок-схемам 11 — 15:

a — обозначение расчетных величин; b — к определению расчетной ширины b и рабочей высоты h_0 .

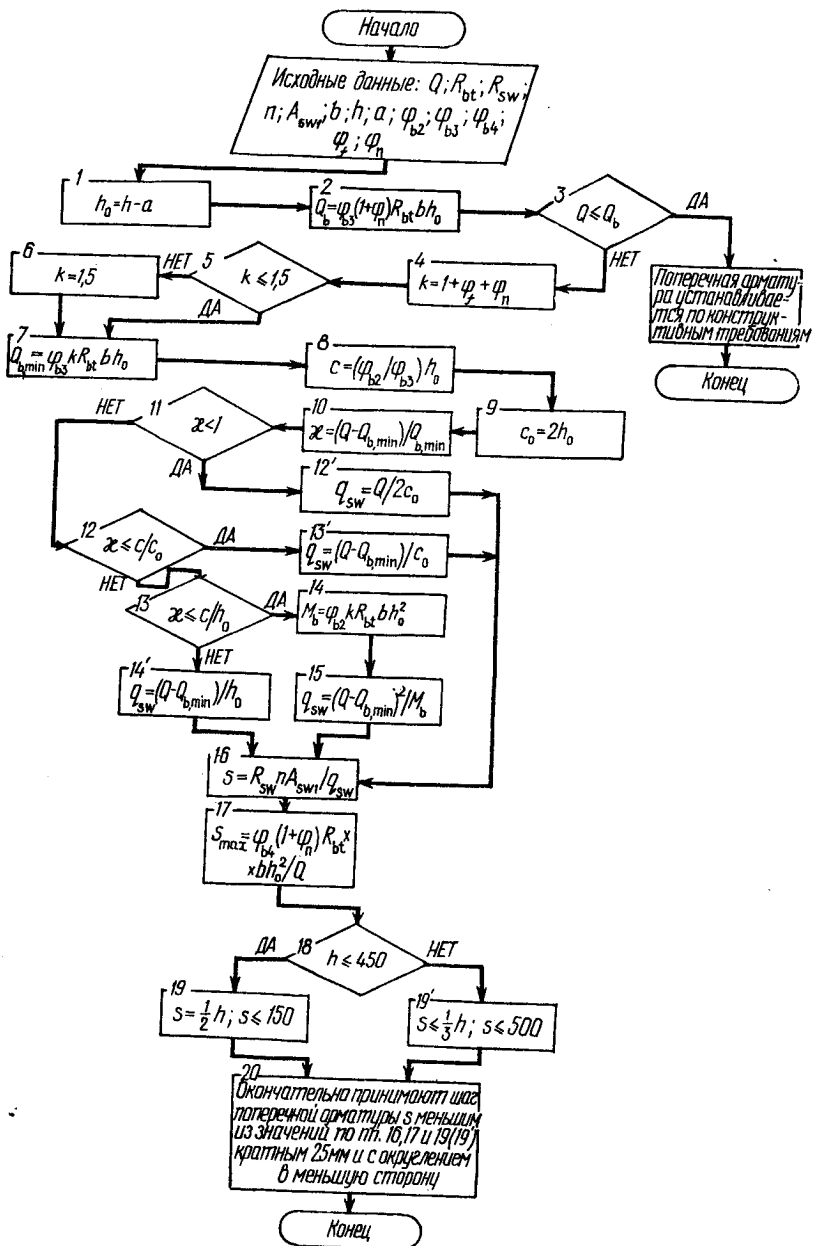
Примечания к блок-схемам 11 — 15

1. На рис. 4 представлены условные обозначения ряда величин, используемых в исходных данных расчета, а также правила определения рабочей высоты сечения h_0 и его ширины b .
2. Для тяжелого бетона $\varphi_{b2} = 2$, $\varphi_{b3} = 0,6$, $\varphi_{b4} = 1,5$, $\beta = 0,01$.
3. Коэффициенты φ_f и φ_n вычисляются по зависимостям (77) и (78) [10] или по (V.9) и (V.11) [3].
4. В блок-схеме 15 при наличии в пределах длины проекции $s = (\varphi_{b2}/\varphi_{b3}) h_0$ двух и более сосредоточенных нагрузок (F_1 , F_2 и т. д.) расчет по пп. 7—23 повторяют для каждой из сил.
5. Расчет железобетонных элементов с наклонными сжатыми гранями на действие поперечной силы производят по блок-схемам 11—15. При этом рассматривают ряд наклонных сечений, принимая в качестве рабочей высоты наибольшее значение h_0 в пределах рассматриваемого наклонного сечения.

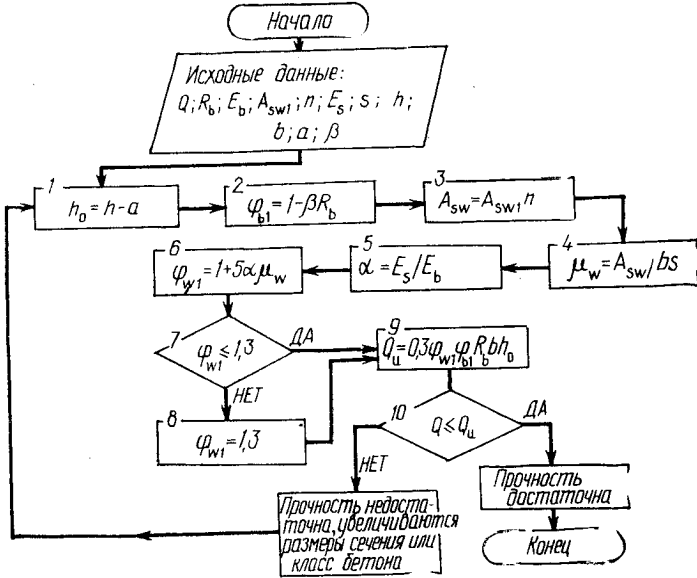
Блок-схема 11. Проверка прочности наклонных сечений изгибаемых элементов постоянной высоты по поперечной силе постоянной в пределах наклонного сечения ($a_1 \gg (\varphi_{b2}/\varphi_{b3}) h_0$)



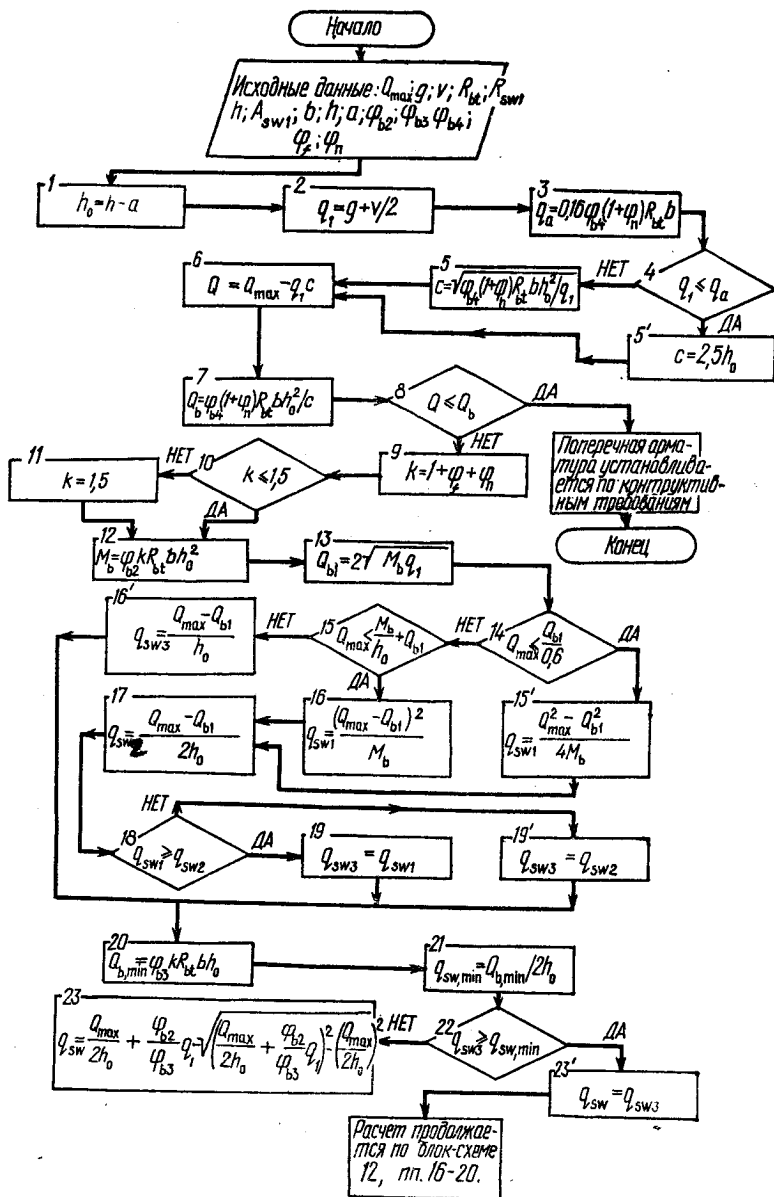
Блок-схема 12. Расчет поперечной арматуры в изгибаемых элементах постоянной высоты из условия прочности наклонных сечений на действие поперечной силы, постоянной в пределах наклонного сечения ($\alpha_1 \geq (\varphi_{b2}/\varphi_{b3}) h_0$)



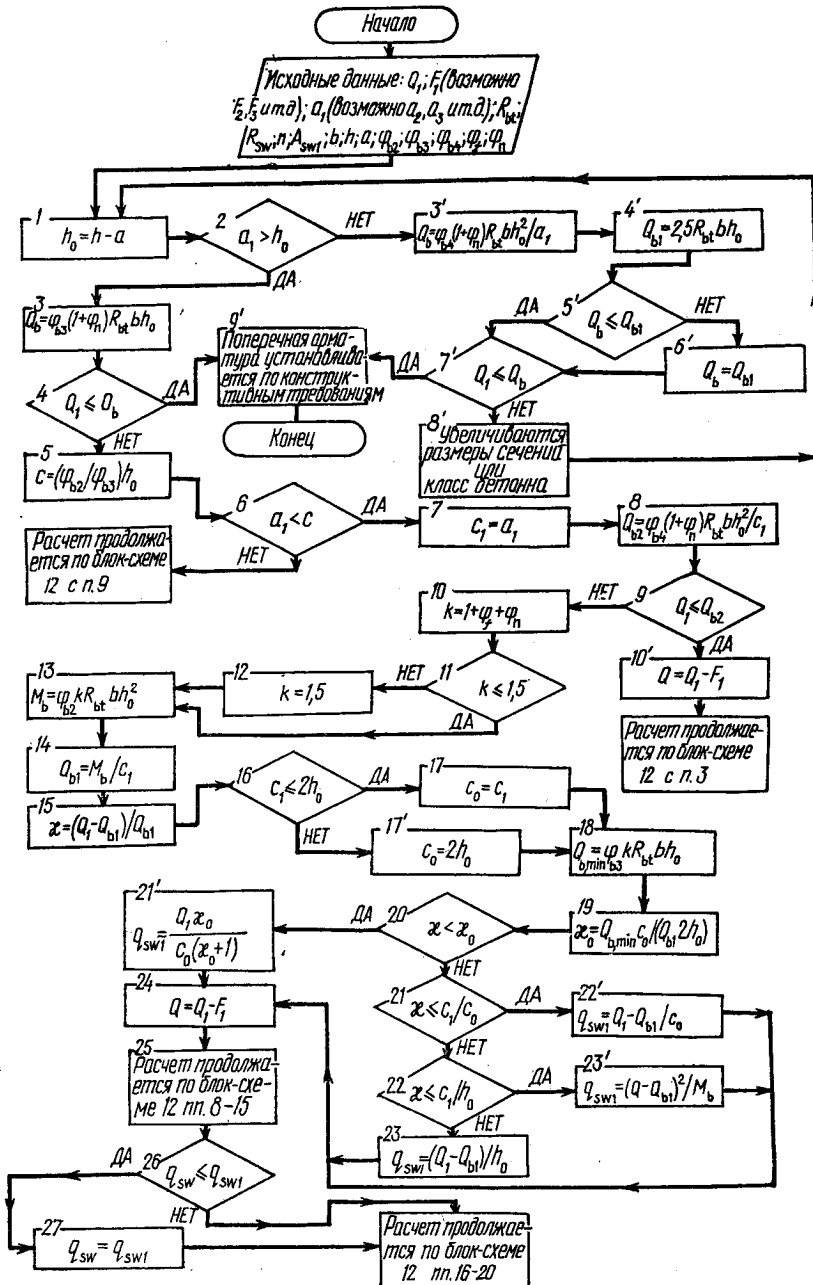
Блок-схема 13. Проверка прочности наклонной полосы между наклонными трещинами на действие поперечной силы



Блок-схема 14. Расчет поперечной арматуры в изгибаемых элементах постоянной высоты, нагруженных равномерно распределенной нагрузкой, из условия прочности наклонных сечений на действие поперечной силы



Блок-схема 15. Расчет поперечной арматуры в изгибаемых элементах постоянной высоты, нагруженных сосредоточенной нагрузкой, из условия прочности наклонных сечений по поперечной силе



V. Блок-схемы для расчета железобетонных внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов (блок-схемы 16 — 21).

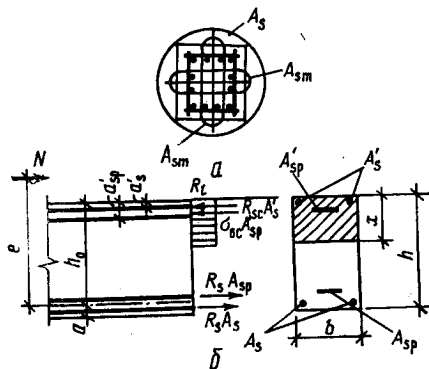


Рис. 5. К блок-схемам 16 — 21:
а — 16, 17; в — 19, 20, 21

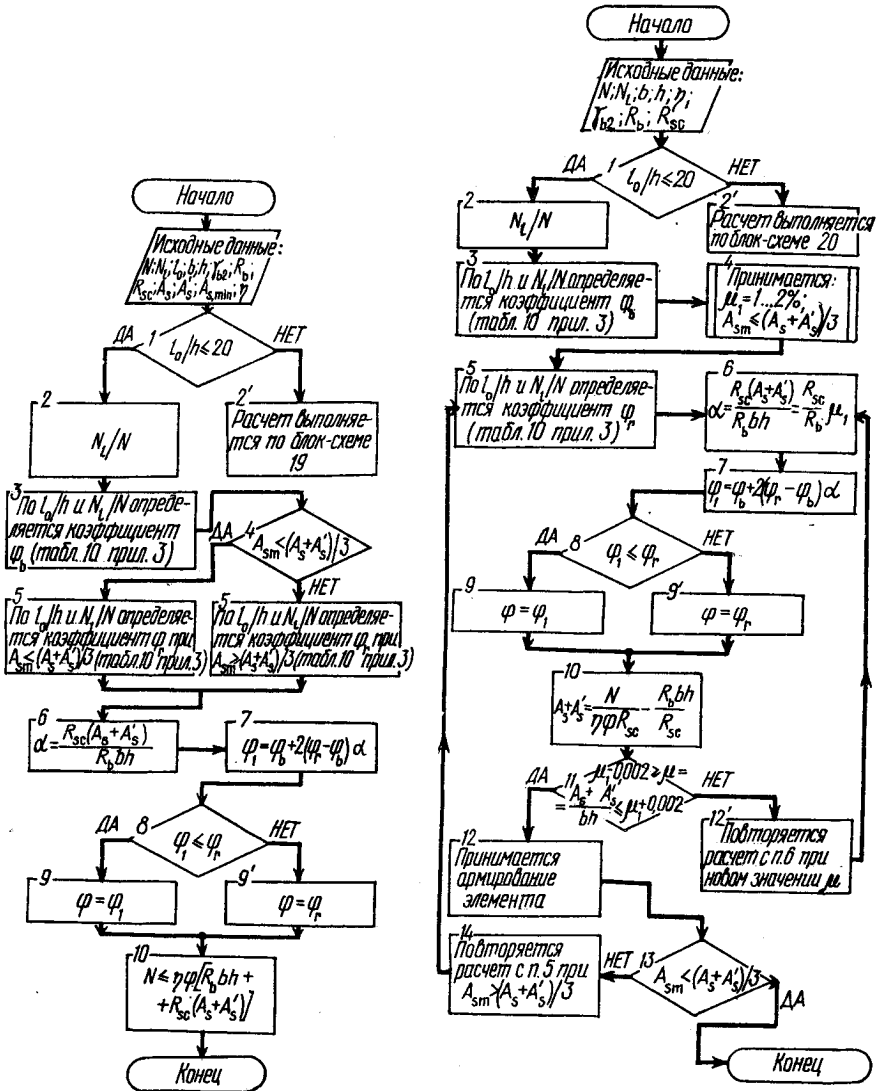
Примечания к блок-схемам 16 — 21

1. При расчете сжатых элементов коэффициент армирования предварительно назначается в пределах $0,01 \leq \mu \leq 0,02$. Полученный в результате расчета коэффициент μ следует сопоставить с предварительно назначенным. При большом расхождении расчет следует повторить с учетом полученного значения μ . В этом случае коэффициент армирования принимается равным своему фактическому значению $\mu = (A_s + A_{sp}) / bh$.

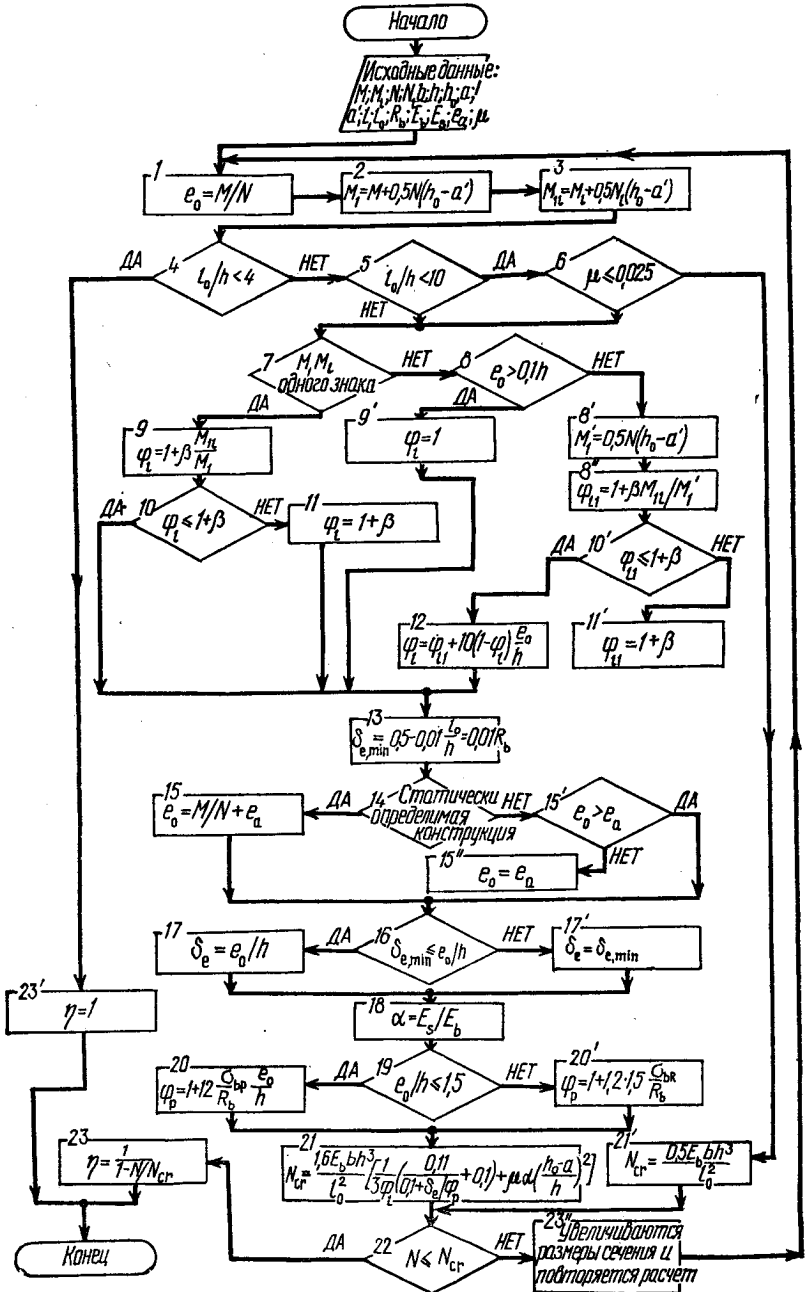
2. Порядок расчета железобетонных элементов в соответствии с блок-схемами, составленными для прямоугольных сечений, может быть использован и для других форм поперечного профиля (таврового, двутаврового) при подстановке формул, соответствующих каждому конкретному случаю [3], [10].

Блок-схема 16. Проверка прочности сжатых элементов прямоугольного профиля при случайных эксцентриситетах

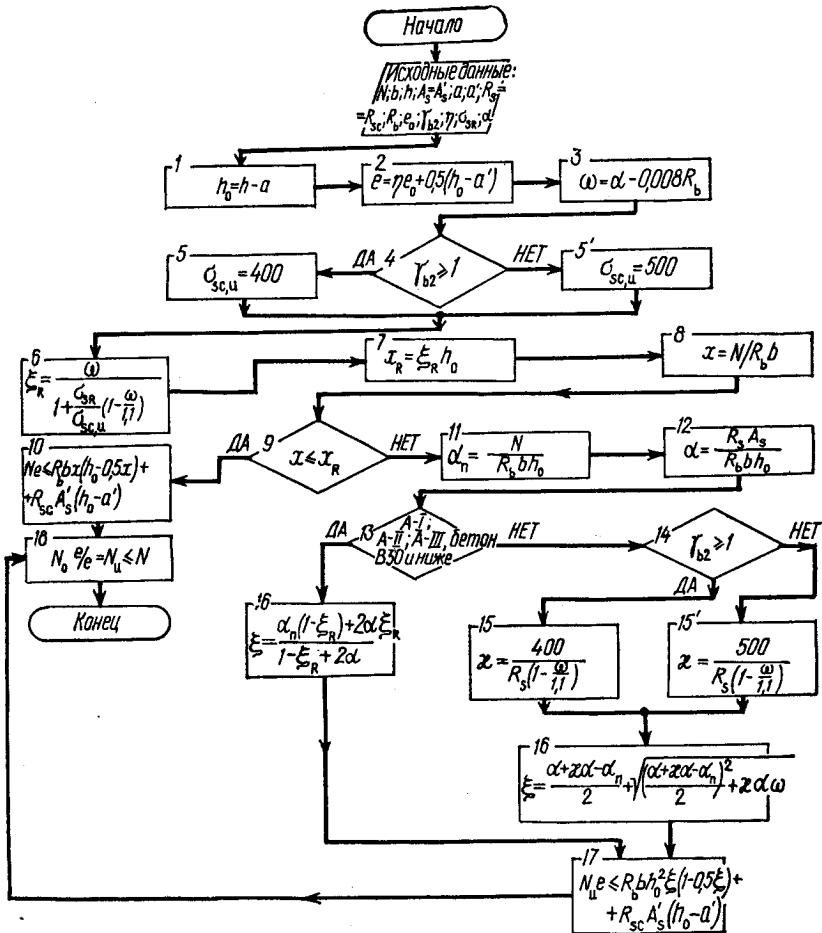
Блок-схема 17. Определение площади сечения арматуры в сжатых элементах прямоугольного профиля при случайных эксцентриситетах



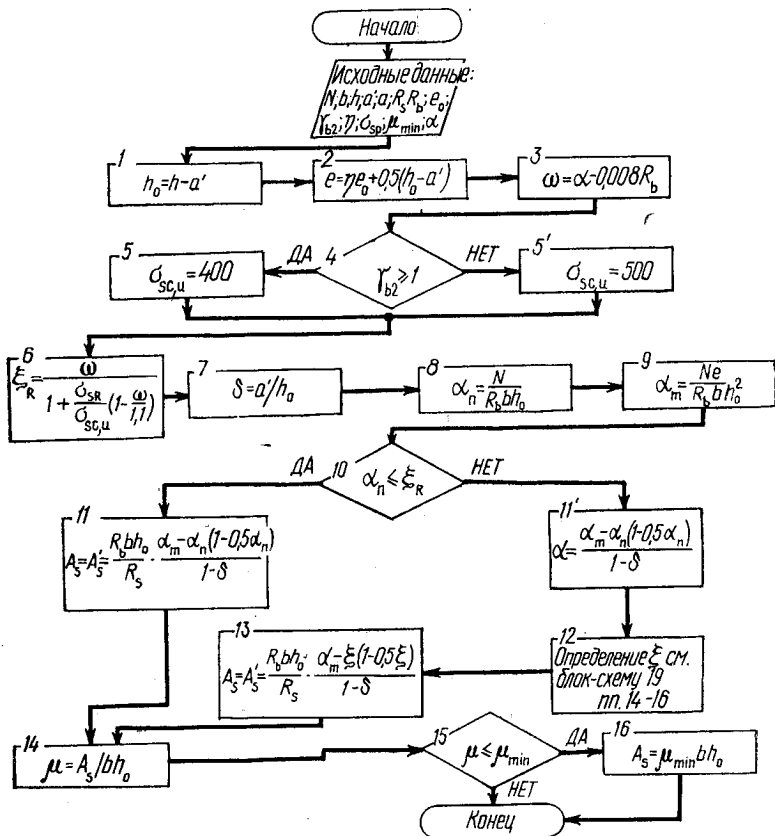
Блок-схема 18. Определение коэффициента увеличения начального эксцентриситета сжатых элементов прямоугольного профиля



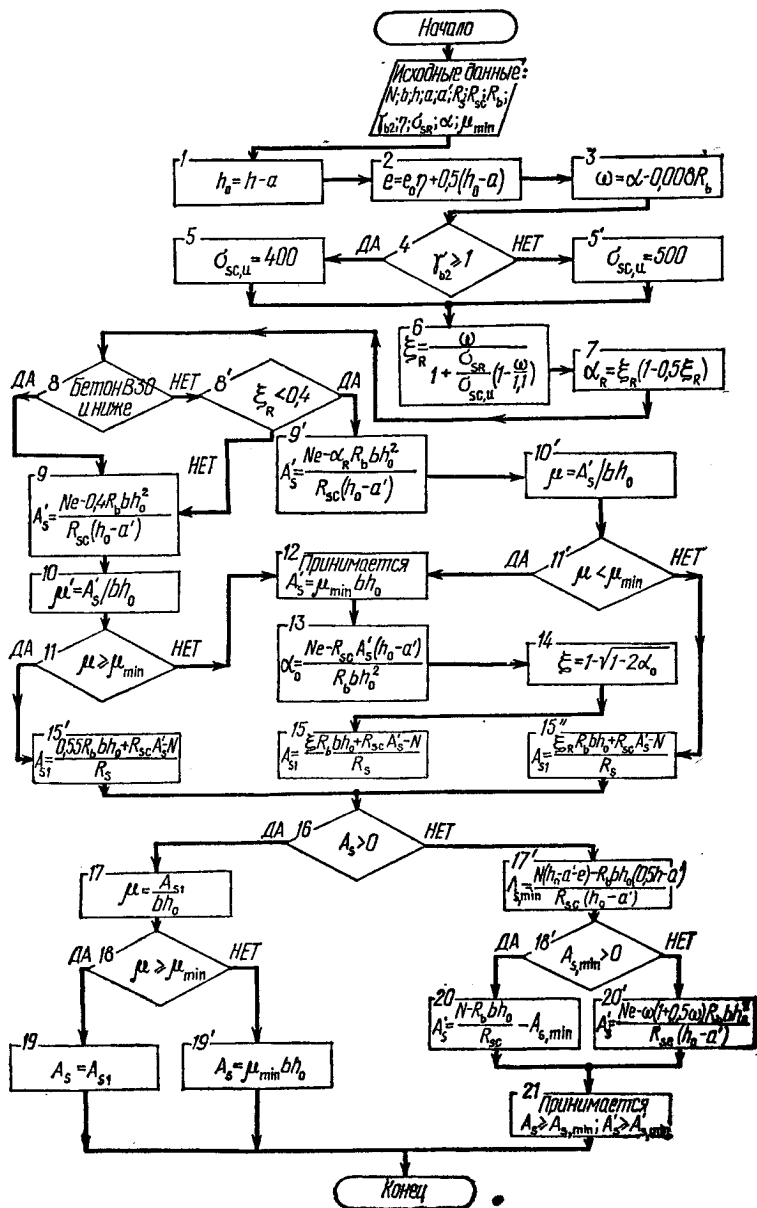
Блок-схема 19. Проверка прочности внецентренно сжатых элементов прямоугольного профиля (симметричное армирование)



Блок-схема 20. Определение площади сечения арматуры во внецентренно сжатых элементах прямоугольного профиля при симметричном армировании



Блок-схема 21. Определение площади сечения арматуры во внецентренно сжатых элементах прямоугольного профиля при несимметричном армировании.



VI. Блок-схемы для расчета железобетонных элементов по второй группе предельных состояний (блок-схемы 22 — 30)

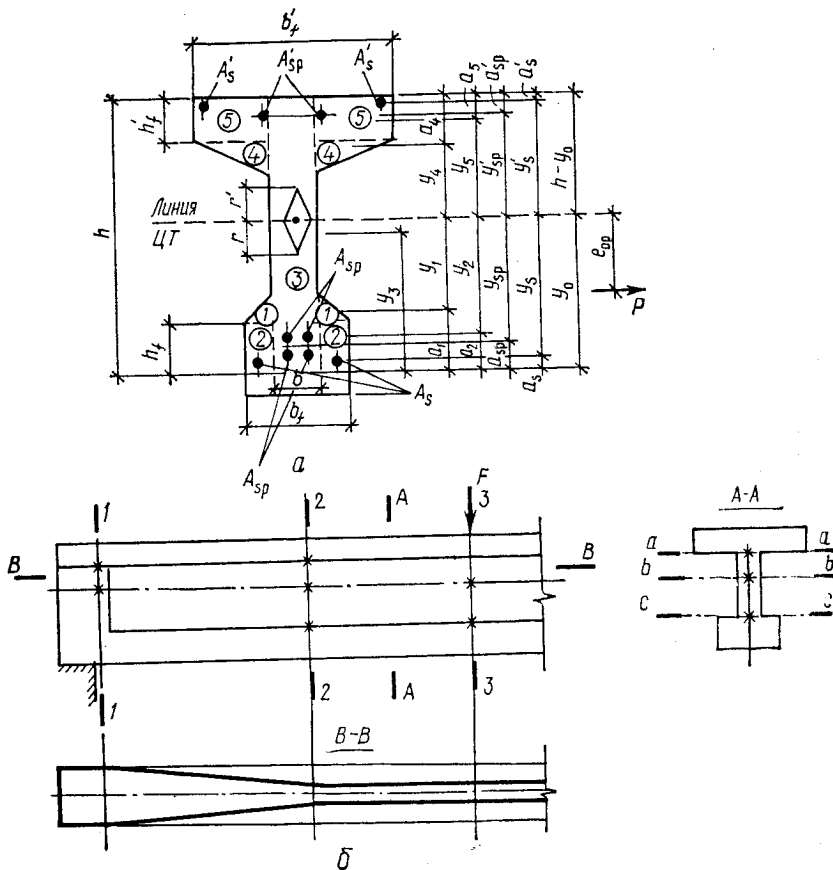


Рис. 6. К блок-схемам 22 — 30:
а — 22 — 24; б — 25 — 30

Примечания к блок-схемам 22 — 30:

К блок-схеме 24. 1. При расчете по блок-схеме 24 момент от собственного веса конструкции M_g учитывают только при совпадении его знака со знаком момента от усилия обжатия $P_1 e_{op1}$. При несовпадении принимают $M_g = 0$.
2. Расчетные сопротивления $R_{bp, ser}$ и $R_{bt, ser}$ аналогичны сопротивлениям $R_{b, ser}$ и $R_{t, ser}$, но получены для значения R_{bp} по интерполяции данных табл. 1 прил. 1, соответствующих классам бетона.

3. Коэффициент k равен 0,95 при расчетной зимней температуре наружного воздуха минус 40°C и выше при натяжении арматуры на упоры.

К блок-схеме 25. 1. Расчет по высоте сечения элемента производится на уровне центра тяжести приведенного сечения и в местах примыкания сжатых полок к стенке элемента таврового или двутаврового сечений, а по длине элемента — по грани опоры, в местах изменения толщины стенки, и в местах приложения сосредоточенных сил (рис. 6).

2. Q_1 , M_1 — поперечная сила и изгибающий момент в рассматриваемом поперечном сечении.

3. При расчете элементов с предварительно напрягаемой арматурой без анкеров необходимо учитывать снижение предварительного напряжения σ_{sp} и σ_{sp}' на длине зоны передачи напряжения l_p умножением на коэффициент γ_{s5} (сечение 1—1 рис. 6,б).

Если при расчете сечений в местах действия опорных реакций и сосредоточенных сил (рис. 4,б сечения 1—1) не удовлетворяется условие $\sigma_{mt} \leq \gamma_{b4} R_{bt,ser}$, необходимо выполнить расчет с учетом напряжений σ_y , возникающих от местного действия внешних сил (п. 4.13 [7]).

К блок - схеме 26. 1. Для элементов, в которых предьявляются требования 2-й категории трещиностойкости непродолжительное раскрытие трещин a_{crc1} определяется от полного усилия M_{r2} (момент от суммарного действия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок) при коэффициенте $\varphi_1 = 1$.

2. При предьявлении требований 3-й категории

$$a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc2} + a_{crc3} \leq [a_{crc}],$$

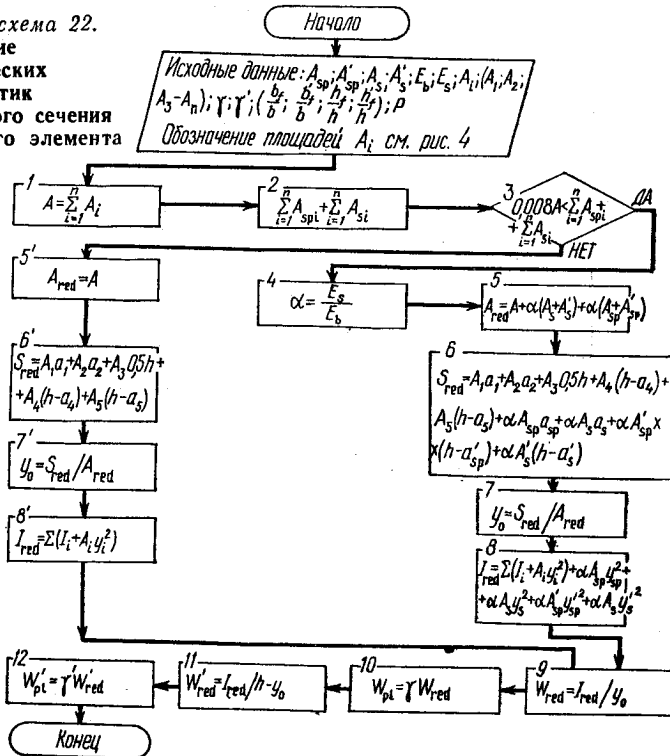
где a_{crc1} определяется от усилия M_{r2} при $\varphi_1 = 1$, а a_{crc2} и a_{crc3} от усилия M_{r1} (момент от длительно-действующих постоянных и временных нагрузок) при $\varphi_1 = 1$.

К блок - схеме 27. Для конструкций, армированных проволочной и стержневой арматурой класса А-VI, значение δ (п. 4) умножается на 0,85.

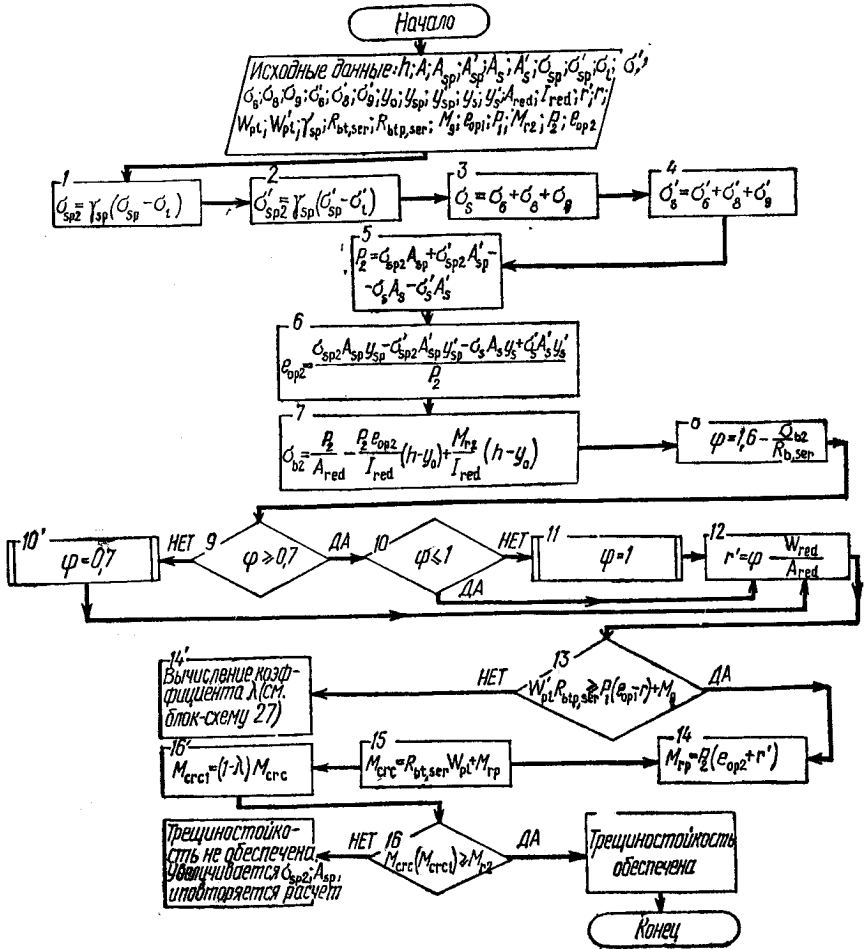
К блок - схемам 29, 30. Кривизна $(1/r)_1$ определяется при M_{r2} от непродолжительного действия всех нагрузок; $(1/r)_a$ — при M_{r1} от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок; $(1/r)_s$ — при M_{r1} от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

Блок-схема 22.

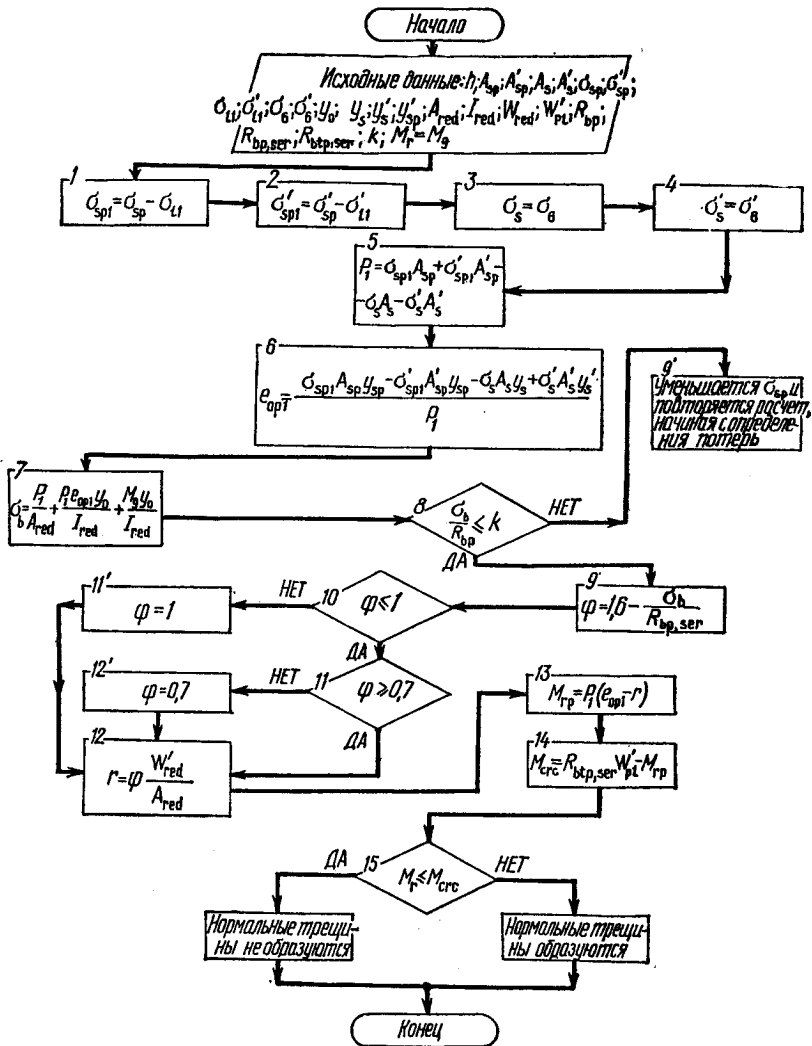
Определение геометрических характеристик приведенного сечения изгибаемого элемента



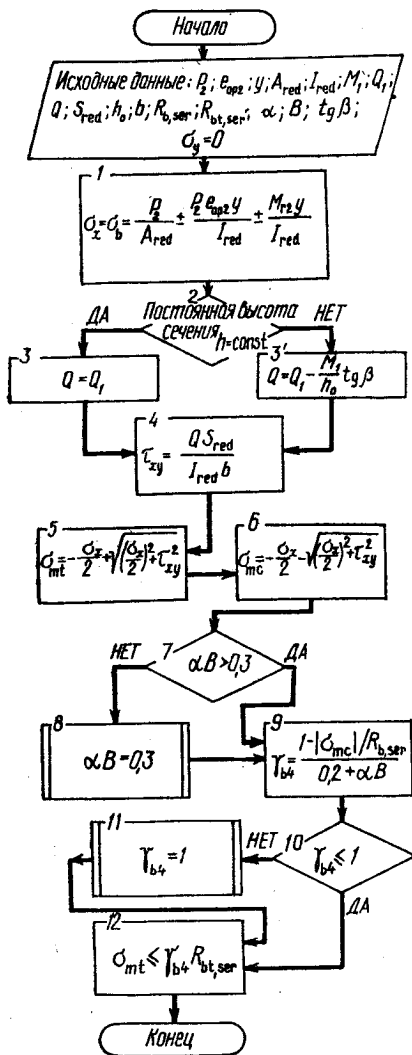
Блок-схема 23. Определение момента образования трещин, нормальных к продольной оси изгибаемого элемента



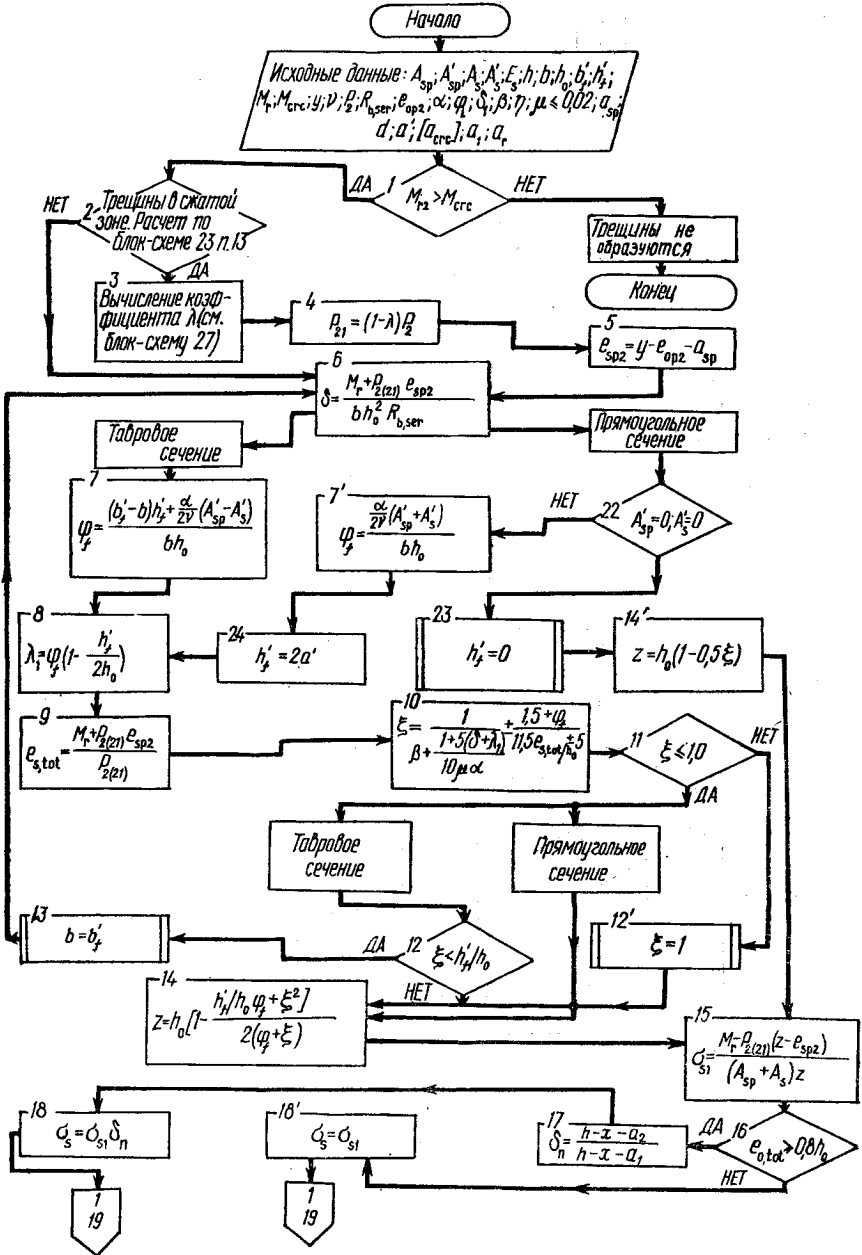
Блок-схема 24. Расчет нормальных сечений изгибаемого элемента по образованию трещин в стадии изготовления

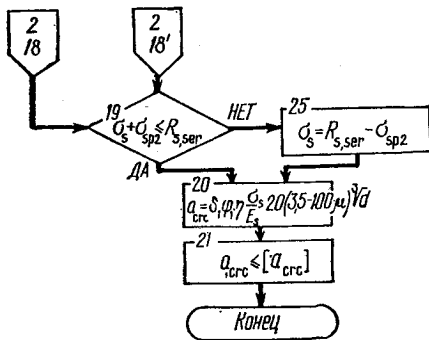


Блок-схема 25. Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси изгибаемого элемента с прямолинейной предварительно напрягаемой арматурой

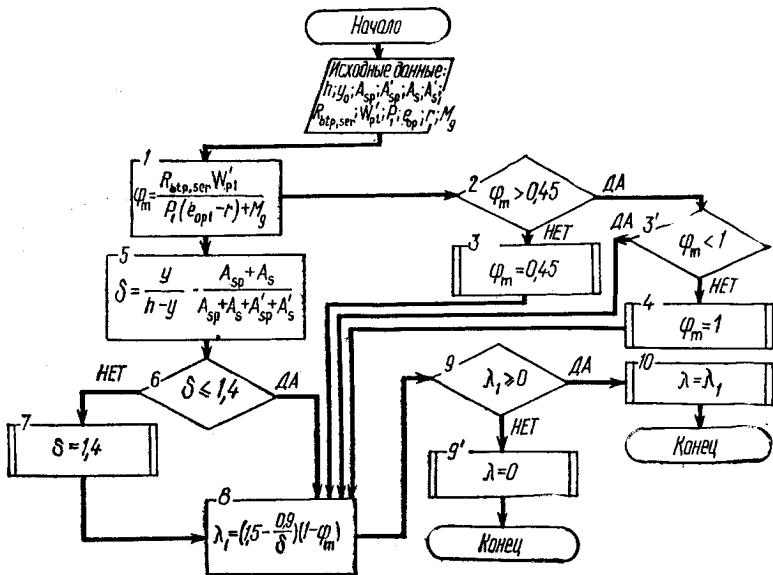


Блок-схема 26. Определение ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси изгибаемого элемента

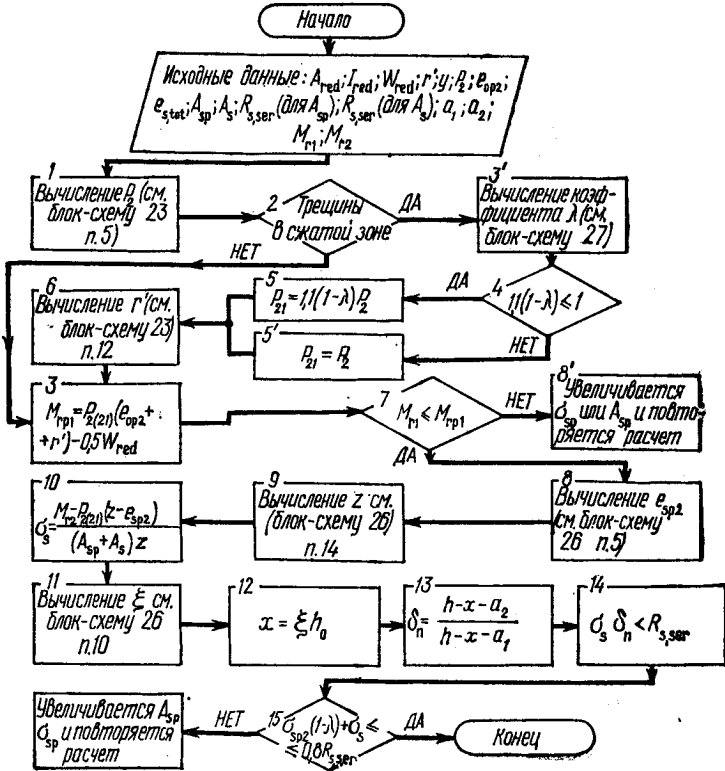




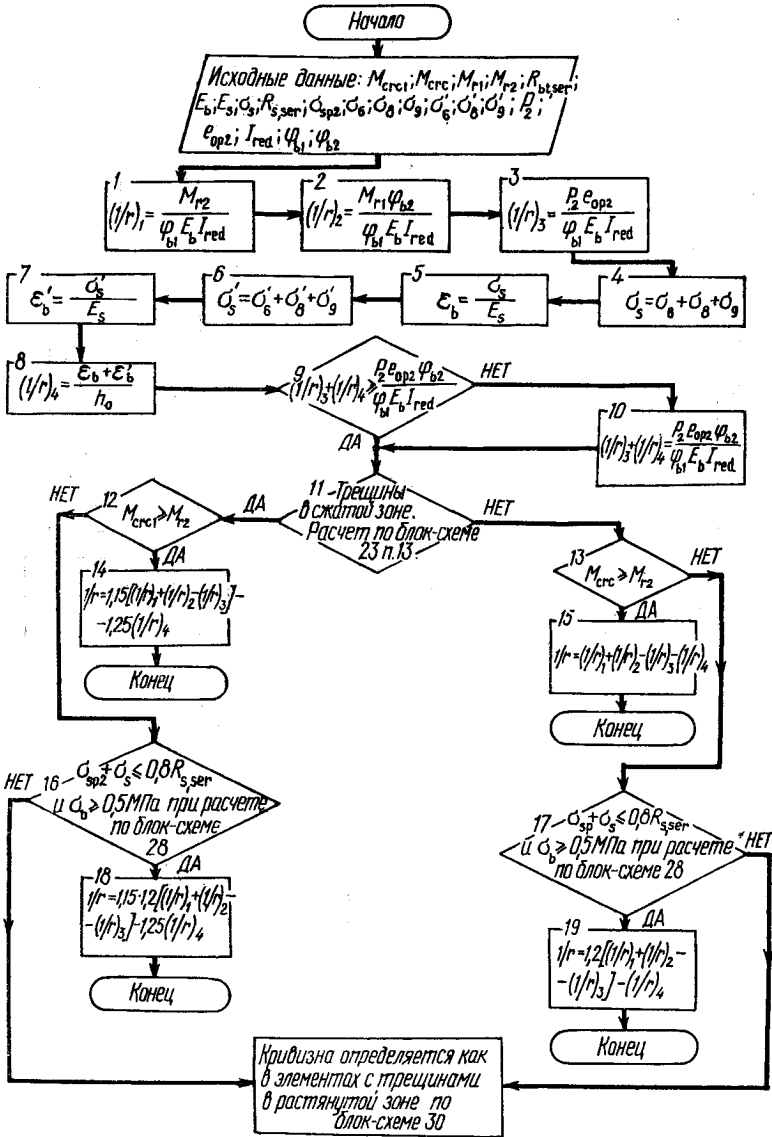
Блок-схема 27. Определение коэффициента λ , учитывающего влияние начальных трещин на трещиностойкость и кривизну изгибаемого элемента



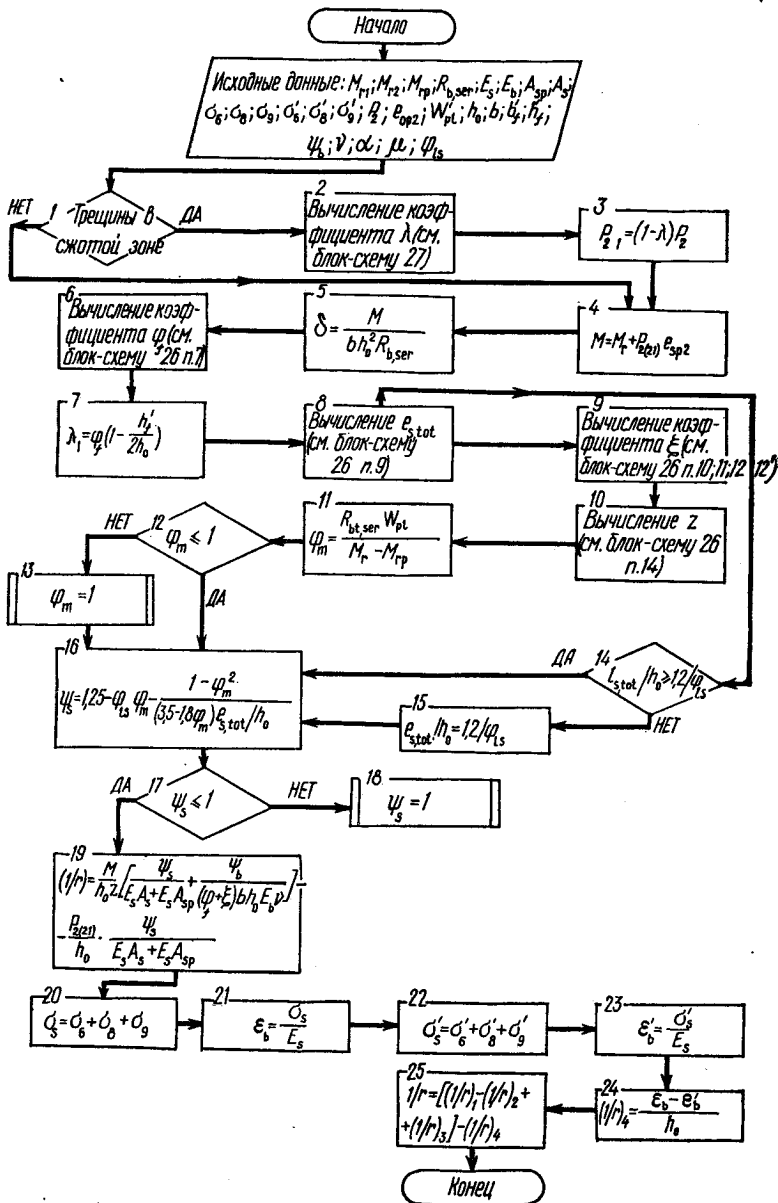
Блок-схема 28. Расчет по закрытию трещин нормальных к продольной оси изгибаемого предварительно напряженного элемента



Блок-схема 29. Определение кривизны изгибаемого предварительно напряженного элемента на участках без трещин в растянутой зоне

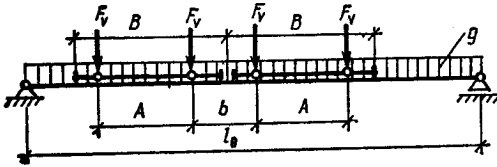


Блок-схема 30. Определение кривизны изгибаемого предварительно напряженного элемента на участках с трещинами в растянутой зоне

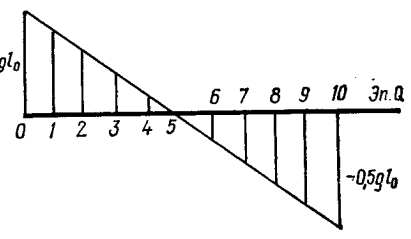
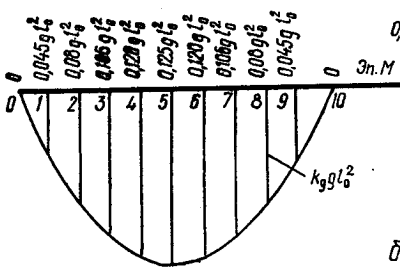


Огибающие эпюры M и Q для однопролетной подкрановой балки при нагружении двумя кранами.

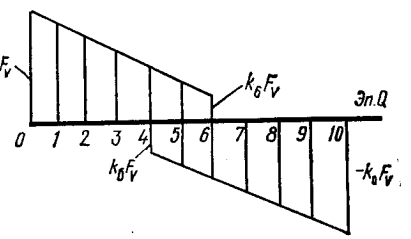
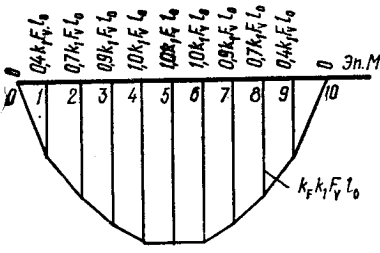
Опорная реакция с учетом нагружения соседних пролетов $R = gl_0 \rightarrow +B, F_0$.



а



б



в

Таблица 10. Коэффициенты k_I, k_0, k_6, k_P

$\alpha = \frac{A}{l_0}$	Коэффициенты	$\beta = \frac{B-A}{l_0}$								
		0,05	0,1	0,15	0,2	0,25	0,3	0,35	0,4	0,45
0,1	k_I	0,88								
	k_0	3,6								
	k_6	1,1								
	k_P	3,7								
0,15	k_I	0,8	0,75							
	k_0	3,3	3,2							
	k_6	0,9	0,8							
	k_P	3,6	3,5							
0,2	k_I	0,75	0,7							
	k_0	3,1	3							
	k_6	0,75	0,7							
	k_P	3,5	3,3							
0,3	k_I		0,6	0,55						
	k_0		2,6	2,5						
	k_6		0,5	0,5						
	k_P		3,2	3,1						
0,4	k_I		0,5	0,48	0,45					
	k_0		2,4	2,3	2,2					
	k_6		0,5	0,45	0,4					
	k_P		3,0	2,9	2,8					
0,5	k_I			0,43	0,4	0,88				
	k_0			2,2	2,1	2				
	k_6			0,55	0,5	0,45				
	k_P			2,7	2,6	2,5				
0,6	k_I				0,4	0,38	0,36			
	k_0				2	1,9	1,8			
	k_6				0,6	0,55	0,5			
	k_P				2,4	2,3	2,2			
0,7	k_I				0,4	0,38	0,36	0,34		
	k_0				1,9	1,8	1,7	1,66		
	k_6				0,6	0,55	0,5	0,45		
	k_P				2,2	2,1	2	1,95		
0,8	k_I					0,38	0,36	0,34	0,32	
	k_0					1,75	1,7	1,65	1,6	
	k_6					0,55	0,5	0,45	0,4	
	k_P					1,95	1,9	1,85	1,8	
0,9	k_I					0,38	0,36	0,34	0,32	0,3
	k_0					1,75	1,7	1,65	1,6	1,55
	k_6					0,55	0,5	0,45	0,4	0,4
	k_P					1,85	1,8	1,75	1,7	1,65

Таблица 11. Коэффициенты k_1 , k_0 , k_6

Коеф- фици- енты	$\alpha = A/l_0$										
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
k_1	0,5	0,45	0,4	0,36	0,32	0,28	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
k_0	2	1,9	1,8	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,1
k_6	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4

Таблица 12. Формулы для определения распределения давления в кладке от действия местных нагрузок

Тип нагрузки	Схема загрузки	Расчетные формулы для определения напряжений
Сосредоточенная		$\sigma_{max} = \frac{P}{Y}; c = 2Y$
		$\sigma_{max} = \frac{2P}{Y}; c = Y$
		$\sigma_{1max} = \frac{P}{Y};$ $c = 2Y_1 \text{ при } Y_1 \leq T;$ $\sigma_{2max} = \frac{P}{Y_2};$ $\sigma_1 = \frac{P(Y_2 - T)}{Y_2 + T}$ $c_2 = Y_2 + T \text{ при } T < Y_2 < 2,41T;$ $\sigma_{3max} = \frac{2P}{Y_3 + T};$ $c_3 = Y_3 + T \text{ при } Y_3 > 2,41T$

Тип нагрузки	Схема нагружения	Расчетные формулы для определения напряжений
Распределенная		$\sigma_{1max} = g; c_1 = T + Y_1;$ $c = T - Y_1 \text{ при } Y_1 < T;$ $\sigma_{2max} = \frac{2gT}{Y_2 + T};$ $c_2 = T + Y_2 \text{ при } Y_2 \geq T$
Распределенная		$\sigma_{1max} = g c_1 = Y_1 + T;$ $c = T - 2Y_1 \text{ при } Y_1 < \frac{T}{2}$ $\sigma_{2max} = \frac{2gT}{2Y + T};$ $c_2 = 2Y_2 + T \text{ при } Y_2 > \frac{T}{2}$

Приложение 6

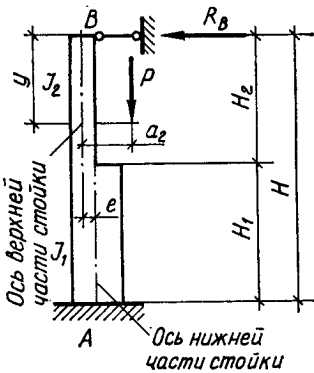


Таблица 13. Коэффициент k_1 для определения опорной реакции R_B от действия момента

$$M_B = Pa_2$$

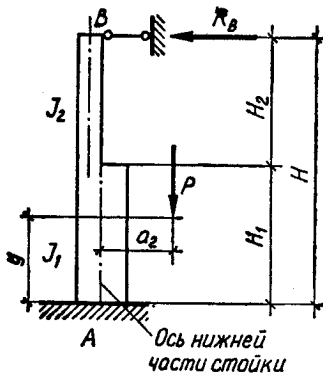
$$\alpha = \frac{I_2}{I_1}; \lambda = \frac{H_2}{H}; R_B = \frac{P}{H} (k_1 a_2 - \bar{k}_1 e),$$

где \bar{k}_1 — коэффициент k_1 , соответствующий значению $y = 1,0H_2$

y	λ	α										
		0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0	0,1	1,752	1,62	1,554	1,531	1,52	1,513	1,509	1,506	1,503	1,502	1,5
	0,15	2,012	1,741	1,613	1,566	1,543	1,529	1,519	1,512	1,507	1,503	1,5
	0,2	2,292	1,903	1,686	1,61	1,571	1,548	1,532	1,521	1,512	1,505	1,5
	0,25	2,53	2,055	1,765	1,658	1,603	1,569	1,546	1,53	1,52	1,508	1,5
	0,3	2,687	2,184	1,841	1,707	1,636	1,592	1,562	1,539	1,523	1,51	1,5
	0,4	2,735	2,322	1,959	1,775	1,697	1,635	1,592	1,57	1,535	1,516	1,5
	0,5	2,556	2,294	2	1,839	1,737	1,667	1,615	1,576	1,545	1,521	1,5

ν	λ	α										
		0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
$0,2H_2$	0,1	1,74	1,614	1,551	1,529	1,519	1,512	1,508	1,505	1,503	1,5	1,499
	0,15	1,985	1,737	1,607	1,562	1,539	1,524	1,517	1,51	1,506	1,502	1,499
	0,2	2,25	1,881	1,674	1,602	1,565	1,543	1,528	1,517	1,509	1,503	1,498
	0,25	2,472	2,038	1,747	1,646	1,594	1,562	1,54	1,525	1,513	1,504	1,496
	0,3	2,615	2,141	1,817	1,691	1,623	1,582	1,553	1,531	1,517	1,505	1,495
	0,4	2,648	2,261	1,92	1,765	1,675	1,617	1,577	1,548	1,524	1,505	1,49
0,5	2,467	2,224	1,95	1,8	1,705	1,64	1,592	1,556	1,527	1,504	1,485	
$0,4H_2$	0,1	1,695	1,597	1,542	1,523	1,514	1,508	1,505	1,502	1,5	1,499	1,498
	0,15	1,911	1,698	1,587	1,549	1,529	1,518	1,51	1,507	1,5	1,497	1,495
	0,2	2,125	1,813	1,64	1,579	1,547	1,529	1,516	1,507	1,5	1,495	1,49
	0,25	2,299	1,923	1,694	1,61	1,566	1,54	1,522	1,509	1,499	1,491	1,485
	0,3	2,401	1,97	1,744	1,64	1,584	1,55	1,527	1,508	1,497	1,487	1,479
	0,4	2,433	2,08	1,806	1,681	1,61	1,563	1,53	1,508	1,488	1,474	1,462
0,5	2,2	2,059	1,8	1,684	1,611	1,566	1,523	1,495	1,473	1,455	1,44	
$0,6H_2$	0,1	1,646	1,567	1,527	1,513	1,507	1,503	1,5	1,498	1,497	1,495	1,495
	0,15	1,784	1,633	1,553	1,526	1,512	1,504	1,499	1,495	1,492	1,49	1,488
	0,2	1,917	1,702	1,581	1,539	1,518	1,505	1,496	1,49	1,486	1,481	1,478
	0,25	2,01	1,767	1,606	1,55	1,521	1,503	1,491	1,482	1,476	1,47	1,466
	0,3	2,044	1,793	1,622	1,593	1,519	1,497	1,482	1,47	1,463	1,457	1,451
	0,4	1,955	1,774	1,615	1,542	1,5	1,473	1,454	1,44	1,429	1,421	1,414
0,5	1,756	1,659	1,55	1,49	1,453	1,427	1,408	1,393	1,382	1,373	1,365	
$0,8H_2$	0,1	1,563	1,525	1,506	1,5	1,496	1,494	1,493	1,492	1,491	1,491	1,49
	0,15	1,607	1,541	1,507	1,495	1,489	1,485	1,483	1,482	1,48	1,479	1,478
	0,2	1,625	1,545	1,5	1,484	1,476	1,471	1,468	1,466	1,464	1,463	1,462
	0,25	1,606	1,529	1,481	1,465	1,457	1,451	1,447	1,445	1,443	1,441	1,44
	0,3	1,545	1,481	1,451	1,437	1,429	1,424	1,42	1,417	1,416	1,415	1,414
	0,4	1,348	1,348	1,347	1,347	1,347	1,346	1,346	1,35	1,346	1,346	1,346
0,5	1,133	1,165	1,2	1,219	1,232	1,24	1,246	1,251	1,255	1,258	1,26	
$1,0H_2$	0,1	1,467	1,472	1,479	1,482	1,483	1,484	1,484	1,484	1,485	1,485	1,485
	0,15	1,378	1,423	1,447	1,455	1,459	1,461	1,463	1,464	1,465	1,466	1,466
	0,2	1,25	1,343	1,395	1,414	1,423	1,429	1,432	1,435	1,437	1,439	1,44
	0,25	1,084	1,233	1,324	1,357	1,374	1,385	1,392	1,397	1,401	1,404	1,406
	0,3	0,902	1,098	1,232	1,284	1,312	1,329	1,341	1,348	1,356	1,361	1,366
	0,4	0,569	0,799	1,003	1,096	1,15	1,184	1,208	1,226	1,241	1,251	1,26
0,5	0,333	0,529	0,75	0,871	0,947	1	1,038	1,068	1,091	1,11	1,125	

Таблица 14. Коэффициент k_2 для определения опорной реакции R_B от действия момента $M = Pa_2$

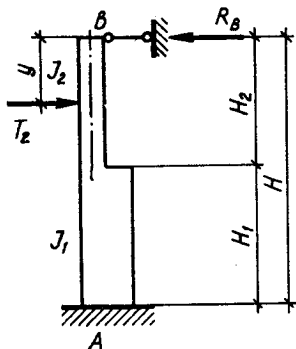


$$\alpha = \frac{I_2}{I_1}; \lambda = \frac{H_2}{H};$$

$$R_B = k_2 \frac{Pa_2}{H}$$

μ	λ	α											
		0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	
$0,2H_1$	0,1	0,482	0,487	0,489	0,49	0,491	0,491	0,491	0,491	0,491	0,491	0,491	
	0,15	0,439	0,453	0,46	0,463	0,464	0,465	0,466	0,466	0,466	0,467	0,467	
	0,2	0,383	0,412	0,428	0,434	0,436	0,438	0,439	0,44	0,441	0,441	0,442	
	0,25	0,321	0,365	0,392	0,392	0,402	0,407	0,41	0,412	0,414	0,415	0,416	0,416
	0,3	0,258	0,314	0,353	0,367	0,375	0,38	0,384	0,386	0,388	0,389	0,391	
	0,4	0,153	0,215	0,269	0,294	0,309	0,318	0,325	0,329	0,333	0,336	0,338	
	0,5	0,084	0,134	0,19	0,221	0,24	0,253	0,263	0,271	0,276	0,281	0,285	
$0,4H_1$	0,1	0,869	0,878	0,882	0,884	0,884	0,885	0,885	0,885	0,885	0,886	0,886	
	0,15	0,796	0,822	0,835	0,84	0,842	0,844	0,845	0,845	0,846	0,846	0,847	
	0,2	0,7	0,752	0,781	0,792	0,797	0,8	0,802	0,804	0,805	0,806	0,806	
	0,25	0,58	0,671	0,72	0,738	0,748	0,753	0,757	0,76	0,762	0,764	0,765	
	0,3	0,476	0,581	0,652	0,68	0,694	0,703	0,71	0,713	0,718	0,72	0,722	
	0,4	0,286	0,402	0,504	0,551	0,578	0,596	0,608	0,617	0,624	0,629	0,634	
	0,5	0,16	0,254	0,360	0,418	0,455	0,480	0,498	0,513	0,524	0,533	0,54	
$0,6H_1$	0,1	1,160	1,172	1,178	1,18	1,181	1,181	1,182	1,182	1,182	1,182	1,183	
	0,15	1,071	1,106	1,125	1,131	1,134	1,136	1,137	1,138	1,139	1,139	1,14	
	0,2	0,941	1,012	1,051	1,065	1,072	1,076	1,079	1,081	1,082	1,083	1,084	
	0,25	0,807	0,917	0,985	1,009	1,022	1,030	1,035	1,039	1,042	1,044	1,046	
	0,3	0,658	0,801	0,898	0,936	0,957	0,969	0,978	0,983	0,989	0,992	0,995	
	0,4	0,4	0,562	0,705	0,771	0,832	0,832	0,849	0,862	0,872	0,879	0,886	
	0,5	0,227	0,36	0,51	0,592	0,644	0,680	0,706	0,726	0,742	0,755	0,765	
$0,8H_1$	0,1	1,357	1,37	1,377	1,379	1,38	1,381	1,381	1,382	1,382	1,382	1,382	
	0,15	1,265	1,307	1,328	1,336	1,340	1,342	1,343	1,344	1,345	1,346	1,346	
	0,2	1,133	1,218	1,265	1,282	1,29	1,295	1,299	1,301	1,303	1,304	1,306	
	0,25	0,972	1,105	1,186	1,225	1,231	1,241	1,247	1,252	1,255	1,258	1,26	
	0,3	0,8	0,973	1,092	1,138	1,163	1,178	1,188	1,195	1,201	1,206	1,21	
	0,4	0,494	0,694	0,871	0,952	0,999	1,029	1,05	1,065	1,077	1,087	1,094	
	0,5	0,249	0,395	0,56	0,65	0,707	0,747	0,775	0,797	0,815	0,829	0,84	
$1,0H_1$	0,1	1,467	1,472	1,479	1,482	1,483	1,484	1,484	1,484	1,485	1,485	1,485	
	0,15	1,378	1,423	1,447	1,455	1,459	1,461	1,463	1,464	1,465	1,466	1,466	
	0,2	1,25	1,343	1,395	1,414	1,423	1,429	1,432	1,435	1,437	1,439	1,44	
	0,25	1,084	1,233	1,324	1,357	1,374	1,385	1,392	1,397	1,401	1,404	1,406	
	0,3	0,902	1,098	1,232	1,284	1,312	1,329	1,341	1,348	1,356	1,361	1,365	
	0,4	0,569	0,799	1,003	1,096	1,15	1,184	1,209	1,226	1,240	1,251	1,26	
	0,5	0,333	0,529	0,75	0,871	0,947	1	1,038	1,068	1,091	1,110	1,125	

Таблица 15. Коэффициент k_3 для определения опорной реакции R_B от действия горизонтальной силы T_2



$$\alpha = \frac{J_2}{I_1}; \lambda = \frac{H_2}{H};$$

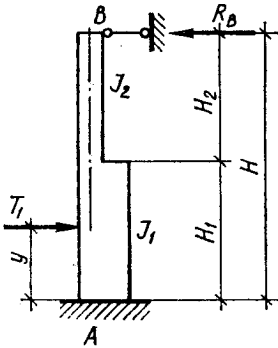
$$R_B = k_3 T_2$$

ν	λ	α										
		0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,2H ₂	0,1	0,965	0,968	0,969	0,969	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97	0,97
	0,15	0,94	0,948	0,952	0,953	0,954	0,954	0,954	0,955	0,955	0,955	0,955
	0,2	0,908	0,924	0,933	0,936	0,937	0,938	0,939	0,939	0,94	0,94	0,94
	0,25	0,874	0,897	0,912	0,917	0,92	0,922	0,923	0,924	0,924	0,925	0,925
	0,3	0,839	0,869	0,89	0,897	0,902	0,905	0,906	0,907	0,909	0,91	0,91
	0,4	0,781	0,814	0,844	0,857	0,865	0,869	0,873	0,875	0,877	0,879	0,88
0,5	0,745	0,771	0,8	0,817	0,827	0,834	0,839	0,843	0,846	0,848	0,851	
0,4H ₂	0,1	0,931	0,936	0,938	0,939	0,939	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94
	0,15	0,881	0,896	0,904	0,906	0,908	0,909	0,909	0,909	0,91	0,91	0,91
	0,2	0,821	0,848	0,866	0,872	0,875	0,877	0,878	0,879	0,879	0,88	0,88
	0,25	0,754	0,799	0,835	0,836	0,841	0,844	0,846	0,848	0,849	0,85	0,851
	0,3	0,688	0,744	0,783	0,798	0,806	0,811	0,814	0,816	0,818	0,82	0,821
	0,4	0,575	0,641	0,694	0,719	0,733	0,742	0,748	0,753	0,757	0,76	0,762
0,5	0,511	0,559	0,613	0,624	0,661	0,674	0,683	0,69	0,696	0,7	0,704	
0,6H ₂	0,1	0,897	0,904	0,907	0,909	0,909	0,909	0,91	0,91	0,91	0,91	0,91
	0,15	0,826	0,846	0,857	0,86	0,862	0,863	0,864	0,864	0,865	0,865	0,865
	0,2	0,74	0,78	0,802	0,81	0,814	0,816	0,818	0,819	0,82	0,82	0,821
	0,25	0,647	0,707	0,743	0,757	0,764	0,768	0,771	0,773	0,775	0,776	0,777
	0,3	0,556	0,631	0,682	0,702	0,713	0,719	0,724	0,726	0,729	0,731	0,733
	0,4	0,407	0,483	0,558	0,59	0,609	0,621	0,629	0,635	0,64	0,641	0,647
0,5	0,315	0,376	0,446	0,484	0,508	0,525	0,536	0,545	0,553	0,559	0,554	
0,8H ₂	0,1	0,865	0,873	0,877	0,878	0,879	0,879	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88
	0,15	0,775	0,801	0,811	0,815	0,817	0,818	0,818	0,82	0,82	0,821	0,821
	0,2	0,669	0,715	0,74	0,749	0,754	0,757	0,758	0,76	0,761	0,761	0,762
	0,25	0,557	0,625	0,666	0,682	0,689	0,694	0,697	0,7	0,702	0,703	0,704
	0,3	0,448	0,533	0,59	0,613	0,624	0,632	0,637	0,64	0,643	0,645	0,647
	0,4	0,275	0,362	0,439	0,476	0,495	0,508	0,517	0,524	0,529	0,533	0,536
0,5	0,17	0,235	0,308	0,351	0,373	0,391	0,403	0,413	0,421	0,427	0,432	
1,0H ₂	0,1	0,835	0,843	0,847	0,849	0,849	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,851
	0,15	0,73	0,755	0,767	0,771	0,773	0,774	0,775	0,776	0,776	0,777	0,777
	0,2	0,611	0,657	0,682	0,691	0,696	0,698	0,7	0,702	0,703	0,703	0,704
	0,25	0,489	0,556	0,597	0,612	0,619	0,624	0,627	0,63	0,632	0,633	0,634
	0,3	0,372	0,453	0,509	0,53	0,542	0,549	0,554	0,557	0,56	0,562	0,564
	0,4	0,195	0,274	0,344	0,376	0,394	0,406	0,414	0,421	0,425	0,429	0,432
0,5	0,093	0,147	0,208	0,242	0,263	0,278	0,287	0,297	0,303	0,308	0,313	

Таблица 16. Коэффициент k_4 для определения опорной реакции R_B от действия горизонтальной силы

$$\alpha = \frac{l_2}{l_1}; \quad \lambda = \frac{H_2}{H};$$

$$R_B = k_4 T_1.$$



y	λ	α										
		0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,2H ₁	0,1	0,045	0,045	0,046	0,046	0,046	0,046	0,046	0,046	0,046	0,046	0,046
	0,15	0,038	0,04	0,04	0,041	0,041	0,041	0,041	0,041	0,041	0,041	0,041
	0,2	0,034	0,037	0,038	0,038	0,039	0,039	0,039	0,039	0,039	0,039	0,039
	0,25	0,025	0,028	0,03	0,031	0,031	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032	0,032
	0,3	0,019	0,023	0,025	0,026	0,027	0,028	0,028	0,028	0,028	0,028	0,028
	0,4	0,009	0,013	0,017	0,018	0,019	0,02	0,02	0,02	0,02	0,021	0,021
0,5	0,004	0,007	0,01	0,011	0,012	0,013	0,013	0,014	0,014	0,014	0,015	
0,4H ₁	0,1	0,168	0,17	0,17	0,171	0,171	0,171	0,171	0,171	0,171	0,171	0,171
	0,15	0,145	0,149	0,152	0,153	0,153	0,153	0,154	0,154	0,154	0,154	0,154
	0,2	0,119	0,128	0,133	0,135	0,136	0,136	0,136	0,137	0,137	0,137	0,137
	0,25	0,094	0,107	0,115	0,118	0,119	0,12	0,12	0,121	0,121	0,122	0,122
	0,3	0,07	0,086	0,096	0,1	0,102	0,104	0,105	0,105	0,106	0,106	0,107
	0,4	0,036	0,05	0,063	0,069	0,073	0,075	0,076	0,077	0,078	0,079	0,079
0,5	0,015	0,023	0,033	0,038	0,041	0,044	0,045	0,047	0,048	0,048	0,049	
0,6H ₁	0,1	0,352	0,355	0,357	0,358	0,358	0,358	0,358	0,359	0,359	0,359	0,359
	0,15	0,304	0,314	0,32	0,321	0,322	0,323	0,323	0,323	0,324	0,324	0,324
	0,2	0,247	0,265	0,275	0,279	0,281	0,282	0,283	0,283	0,284	0,284	0,284
	0,25	0,199	0,227	0,243	0,25	0,253	0,255	0,256	0,257	0,258	0,258	0,259
	0,3	0,15	0,183	0,205	0,214	0,219	0,221	0,223	0,225	0,226	0,227	0,227
	0,4	0,077	0,109	0,136	0,149	0,156	0,161	0,164	0,167	0,169	0,17	0,171
0,5	0,036	0,057	0,081	0,094	0,102	0,108	0,111	0,115	0,118	0,12	0,122	
0,8H ₁	0,1	0,58	0,586	0,589	0,59	0,59	0,59	0,591	0,591	0,591	0,591	0,591
	0,15	0,504	0,521	0,529	0,532	0,534	0,535	0,535	0,536	0,536	0,536	0,536
	0,2	0,42	0,451	0,468	0,474	0,478	0,479	0,481	0,482	0,482	0,483	0,483
	0,25	0,335	0,38	0,408	0,418	0,424	0,427	0,429	0,431	0,432	0,433	0,434
	0,3	0,253	0,308	0,345	0,36	0,368	0,373	0,376	0,378	0,38	0,381	0,383
	0,4	0,131	0,184	0,231	0,253	0,265	0,273	0,278	0,283	0,286	0,288	0,29
0,5	0,062	0,098	0,139	0,161	0,175	0,185	0,192	0,197	0,202	0,205	0,208	
1,0H ₁	0,1	0,835	0,843	0,847	0,849	0,849	0,85	0,85	0,85	0,85	0,85	0,851
	0,15	0,73	0,755	0,767	0,771	0,773	0,774	0,775	0,775	0,776	0,777	0,777
	0,2	0,611	0,657	0,682	0,691	0,696	0,698	0,7	0,7	0,703	0,703	0,704
	0,25	0,489	0,556	0,597	0,612	0,619	0,624	0,627	0,63	0,632	0,633	0,634
	0,3	0,372	0,453	0,509	0,53	0,542	0,549	0,554	0,557	0,56	0,562	0,564
	0,4	0,195	0,274	0,344	0,376	0,394	0,406	0,414	0,421	0,425	0,429	0,432
0,5	0,093	0,147	0,208	0,242	0,263	0,278	0,287	0,297	0,303	0,308	0,313	

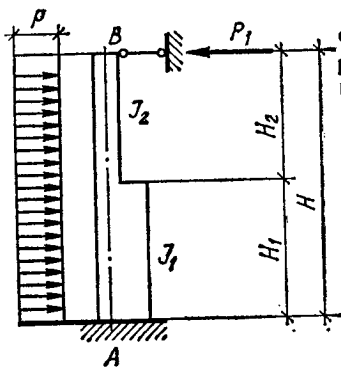


Таблица 17. Коэффициент k_7 для определения опорной реакции R_B от действия горизонтальной равномерно распределенной нагрузки p , приложенной по всей высоте стойки

$$R_B = k_7 p H;$$

$$\alpha = \frac{I_2}{I_1}; \quad \lambda = \frac{H_2}{H}$$

λ	α									
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,1	0,3721	0,3736	0,3741	0,3744	0,3746	0,3747	0,3749	0,3749	0,3749	0,375
0,2	0,3548	0,3657	0,3694	0,3714	0,3726	0,3734	0,374	0,3744	0,3748	0,375
0,3	0,3281	0,3418	0,3596	0,3649	0,3681	0,3704	0,3724	0,3733	0,3742	0,375
0,4	0,3045	0,3291	0,3458	0,3553	0,3614	0,3657	0,369	0,3714	0,3733	0,375
0,5	0,2757	0,3125	0,3326	0,3454	0,3542	0,3604	0,3655	0,3693	0,3722	0,375

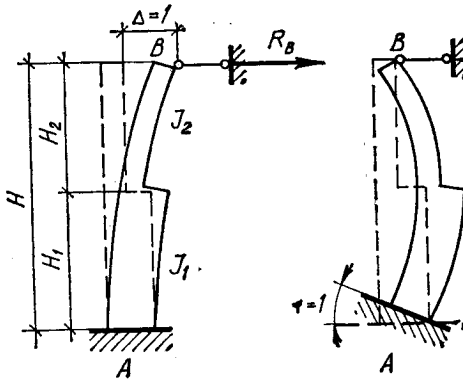


Таблица 18. Коэффициент k_9 для определения опорной реакции R_B от взаимных смещений опорных сечений на $\Delta = 1$ и поворота нижнего опорного сечения на угол $\varphi = 1$. Реакция R_B , вызываемая горизонтальным смещением $\Delta = 1$,

$$R_B = - \frac{k_9 EI_1}{H^3}$$

Реакция R_B , вызываемая углом поворота $\varphi = 1$,

$$R_B = \frac{k_9 EI}{H^2};$$

$$\alpha = \frac{I_2}{I_1}; \quad \lambda = \frac{H_2}{H}$$

λ	α										
	0,05	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
0,1	2,944	2,973	2,988	2,993	2,996	2,997	2,998	2,999	2,999	3	3
0,15	2,819	2,912	2,96	2,977	2,985	2,99	2,993	2,996	2,997	2,999	3
0,2	2,604	2,799	2,907	2,945	2,964	2,976	2,984	2,99	2,994	2,997	3
0,25	2,313	2,63	2,824	2,894	2,931	2,954	2,969	2,98	2,988	2,995	3
0,3	1,983	2,414	2,708	2,823	2,883	2,921	2,947	2,963	2,98	2,991	3
0,4	1,354	1,904	2,389	2,61	2,731	2,82	2,878	2,92	2,953	2,979	3
0,5	0,889	0,412	2	2,323	2,526	2,667	2,769	2,847	2,909	2,959	3

Таблицы для расчета многоэтажных многопролетных рам на вертикальную нагрузку

Многоэтажные многопролетные рамы из сборных железобетонных конструкций являются регулярными с однообразной геометрической схемой и равными пролетами. В таких рамах все узлы, расположенные по одной вертикали, имеют примерно равные углы поворота и равные узловые моменты с нулевой точкой в середине высоты этажа. Поэтому для расчета такие рамы расчленяют на ряд одноэтажных рам со стойками высотой, равной половине высоты этажа с шарнирами по концам. Рассчитываются три типа одноэтажных рам: рама верхнего этажа, рамы средних этажей; рама нижнего этажа. При числе пролетов рамы более трех такую раму заменяют трехпролетной.

Опорные моменты ригелей определяют по зависимости $M = (\alpha g + \beta v) l^2$, где α и β — табличные коэффициенты (табл. 19). Их значения зависят от схем загрузки постоянной g и временной v нагрузками и от величины k — отношения погонных жесткостей стоек, примыкающих к узлу рамы, к погонной жесткости ригеля. Погонные жесткости $i = \frac{E_b I}{l} = \frac{B}{l}$ вычисляются как жесткости $B = E_b I$, деленные на длину стоек l , примыкающих к узлу или пролет l ригеля.

Пролетные моменты ригелей определяются по значениям опорных моментов (см. пример расчета).

Поперечные силы ригелей вычисляют как для однопролетной балки, нагруженной нагрузкой и опорными моментами, возникающими при той же схеме загрузки.

Исгибающие моменты стоек для каждой схемы загрузки определяют по разности опорных моментов ригелей в узле, которую распределяют пропорционально погонным жесткостям стоек узла рамы. Так, для рамы верхнего этажа момент для крайней стойки равен опорному моменту ригеля M_A , а для средней стойки той же рамы — разности $M_{BA} - M_{BC}$, так как в этой раме стойки примыкают к узлу только снизу. Для рам средних этажей, где стойки примыкают сверху и снизу узла, момент в каждой средней стойке равен разности опорных моментов ригелей, умноженной на погонную жесткость данной стойки и деленной на сумму погонных жесткостей стоек, примыкающих к узлу рамы. Для рамы первого этажа погонная жесткость стойки, примыкающей сверху, умножается на 1,5. Момент заземленного конца стойки равен половине момента противоположного конца стойки первого этажа.

Таблица 19. Табличные коэффициенты α и β

Схема нагрузки, эпюра моментов	k	Опорные моменты ригелей			
		M_A	M_{BA}	M_{BC}	M_{CB}
<i>Рамы верхних этажей</i>					
	0,25	0,023	0,114	—	—
	0,5	0,036	0,107	—	—
	1	0,05	0,1	—	—
	1,5	0,058	0,097	—	—
	0,25	0,031	0,068	0,046	0,008
	0,5	0,045	0,07	0,037	0,009
	1	0,059	0,073	0,027	0,009
	1,5	0,066	0,075	0,022	0,008
	0,25	0,031	0,068	0,046	0,008
<i>Рамы средних этажей</i>					
	0,5	0,036	0,107	—	—
	1	0,05	0,1	—	—
	2	0,063	0,094	—	—
	3	0,068	0,092	—	—
	0,5	0,045	0,07	0,037	0,009
	1	0,059	0,073	0,027	0,009
	2	0,07	0,076	0,018	0,007
	3	0,074	0,078	0,014	0,006
	0,5	0,045	0,07	0,037	0,009
<i>Рамы нижних этажей</i>					
	0,5	0,029	0,111	—	—
	1	0,042	0,104	—	—
	2	0,056	0,098	—	—
	3	0,063	0,094	—	—
	5	0,069	0,091	—	—
	0,5	0,037	0,068	0,043	0,008
	1	0,051	0,071	0,033	0,009
	2	0,064	0,074	0,024	0,008
	3	0,07	0,076	0,018	0,007
5	0,075	0,078	0,013	0,006	

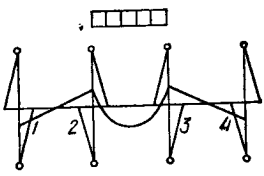
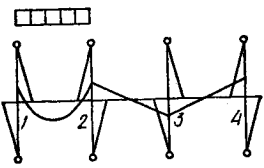
Схема нагрузки, эпюра моментов	k	Опорные моменты ригелей			
		M_A	M_{BA}	M_{BC}	M_{CB}

Рамы верхних этажей

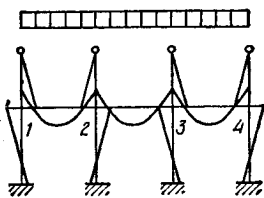
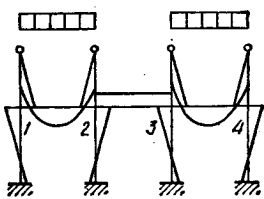
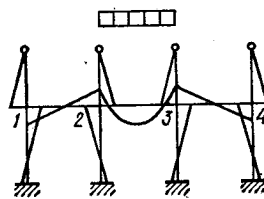
	0,25	0,025	0,099	0,093	—
	0,5	0,038	0,098	0,089	—
	1	0,052	0,095	0,086	—
	1,5	0,059	0,093	0,085	—
	0,25	0,032	0,059	0,034	—
	0,5	0,047	0,064	0,026	—
	1	0,061	0,069	0,017	—
	1,5	0,067	0,072	0,013	—
	0,25	0,007	0,04	0,059	—
	0,5	0,009	0,034	0,064	—
	1	0,009	0,026	0,069	—
	1,5	0,008	0,021	0,072	—
	0,25	0,03	0,069	0,049	0,015
	0,5	0,045	0,071	0,039	0,013
	1	0,059	0,073	0,028	0,011
	1,5	0,066	0,075	0,022	0,009

Рамы средних этажей

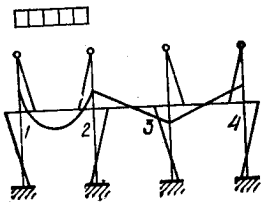
	0,5	0,038	0,098	0,089	—
	1	0,052	0,095	0,086	—
	2	0,063	0,092	0,085	—
	3	0,068	0,089	0,084	—
	0,5	0,047	0,064	0,026	—
	1	0,06	0,069	0,017	—
	2	0,07	0,074	0,011	—
	3	0,074	0,076	0,008	—

Схема нагрузки, опоры моментов	k	Опорные моменты ригеля			
		M _A	M _{BA}	M _{BC}	M _{CB}
	0,5	0,009	0,034	0,064	—
	1	0,008	0,026	0,069	—
	2	0,007	0,018	0,074	—
	3	0,006	0,013	0,076	—
	0,5	0,045	0,07	0,039	0,013
	1	0,059	0,073	0,028	0,011
	2	0,069	0,075	0,019	0,008
	3	0,074	0,077	0,014	0,006

Рамы нижних этажей

	0,5	0,03	0,099	0,092	—
	1	0,044	0,097	0,088	—
	2	0,057	0,094	0,086	—
	3	0,063	0,092	0,085	—
	5	0,069	0,09	0,084	—
	0,5	0,038	0,061	0,031	—
	1	0,053	0,066	0,022	—
	2	0,065	0,071	0,014	—
	3	0,07	0,074	0,011	—
	5	0,076	0,077	0,007	—
	0,5	0,008	0,038	0,061	—
	1	0,009	0,031	0,066	—
	2	0,008	0,023	0,071	—
	3	0,007	0,018	0,074	—
	5	0,007	0,013	0,077	—

Продолжение табл. 19

Схема нагрузки, эпюра моментов	k	Опорные моменты ригелей			
		M_A	M_{BA}	M_{BC}	M_{CB}
	0,5	0,036	0,07	0,045	0,014
	1	0,051	0,072	0,034	0,012
	2	0,064	0,074	0,024	0,01
	3	0,07	0,076	0,018	0,007
	5	0,075	0,078	0,013	0,006

СПИСОК ИСПОЛЬЗОВАННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ

1. ГОСТ 8478—81. Сетки сварные для железобетонных конструкций: Техн. условия.— М.: Изд-во стандартов, 1981.— 15 с.
2. ГОСТ 25711—83. Краны мостовые электрические общего назначения грузоподъемностью от 5 до 50 т.— М.: Изд-во стандартов, 1983.— 19 с.
3. Железобетонные конструкции / Под ред. Л. П. Полякова и др.— К.: Вища шк. Головное изд-во, 1984.— 352 с.
4. Жемочкин Б. Н. Расчет рам.— М.: Стройиздат, 1965.— 402 с.
5. Правила учета степени ответственности зданий и сооружений при проектировании конструкций: Постановление Госстроя СССР от 19.03.81 № 41 // Бюл. строит. техники.— 1981.— № 7.— С. 13—14.
6. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения).— М.: Стройиздат, 1977.— 326 с.
7. Руководство по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона.— М.: Стройиздат, 1977.— 266 с.
8. Руководство по конструированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения).— М.: Стройиздат, 1978.— 174 с.
9. СНиП II-6-74. Нагрузки и воздействия: Утв. Гос. ком. СССР по делам стр-ва.— М.: Стройиздат, 1976.— 59 с.
10. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции: Утв. Гос. ком. СССР по делам стр-ва.— М.: Стройиздат, 1985.— 80 с.
11. СНиП 2.02.01-83. Основания зданий и сооружений: Утв. Гос. ком. СССР по делам стр-ва.— М.: Госстрой СССР, 1984.— 125 с.
12. СНиП II-22-81. Каменные и армокаменные конструкции: Утв. Гос. ком. СССР по делам стр-ва.— М.: Стройиздат, 1983.— 38 с.
13. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений (расчетно-теоретический) / Под ред. А. А. Уманского.— М.: Стройиздат, 1960.— 1040 с.
14. Справочник проектировщика / Под ред. В. И. Мурашева.— М.: Госстройиздат, 1959.— Т. 5: Сборные железобетонные конструкции.— 603 с.
15. Типовые железобетонные конструкции зданий и сооружений для промышленного строительства: Справ. проектировщика / Под ред. Г. И. Бердичевского.— М.: Стройиздат, 1981.— 488 с.
16. Железобетонные конструкции (расчет и конструирование) / И. И. Улицкий, С. А. Ривкин, М. В. Самолетов и др.— 3-е изд., перераб. и доп.— К.: Будівельник, 1972.— 922.

ПРЕДМЕТНЫЙ УКАЗАТЕЛЬ

- Арка сборная 199
Арматура конструктивная 99
— поперечная 177, 287
— продольная 19, 21, 25
— распределительная
Арматурные каркасы сварные 357
— плоские сетки 357
— рулонные сетки 19, 323
Армирование арок 200
— балок 40, 100, 277, 337
— колонн 156, 216, 312
— плит монолитных 326
— плит сборных 15, 183, 235
— ферм 83, 89
— фундаментов 166, 173
- Балка второстепенная 319
— двускатная 40
— подкрановая 93
— фундаментная 157
Блок-схемы для расчета внецентренно растянутых элементов 382
— — — внецентренно сжатых элементов 382
— — — изгибаемых элементов 368
— — — центрально-растянутых элементов 365
— — — элементов по второй группе предельных состояний 388
- Верхний пояс арки 209
— — фермы 77
Выносливость 124
Высота сечения рабочая 18, 21, 23, 42, 98, 332
— сжатой зоны бетона относительная 19, 21, 33, 43, 99, 279
- Габаритные схемы 5
Геометрические характеристики сечений двутавровых 46, 100
— — — прямоугольных 78, 136
— — — тавровых 26, 160, 190, 243
Граничная высота сжатой зоны 25, 43, 90, 188
- Давление в грунте 172
- Жесткость 262
- Закрытие трещин 122
Затяжка 207
- Изгибающие моменты 17, 19, 23, 40, 96, 137, 321
- Классы арматуры 352
— бетона 351
Колонна двухветвевая 181, 220
— многоэтажного здания 303
— сплошная 149
Компоновка перекрытия ребристого 317, 338
— — — сборного 228
Консоль короткая 315
Конструктивные требования к арке 179
— — к балке второстепенной 319
— — к колонне 156, 181, 312
— — к ферме 67, 82
— — к фундаментной балке 157
— — к фундаменту 165
Коэффициент армирования 19, 25, 91, 278, 311
Кривизна в элементах без трещин 122
— — с трещинами 35, 66, 255
Критическая сила 90, 151
- Местный изгиб 232
Модуль упругости арматуры 352
— — бетона начальный 351
Момент инерции приведенного сечения 27, 48, 101
— обжатия 31, 58, 113
— сопротивления приведенного сечения 27, 48
— — — с учетом неупругих деформаций 28, 49
— статический 27, 47
- Нагрузки вертикальные 96, 258
— ветровые 135, 270
— временные 134
— крановые 96, 135
— постоянные 16, 40, 70, 133, 169
— снеговые 16, 40, 134
Напряжения главные растягивающие 117
— — сжимающие 117
— касательные 117
— нормальные 117
Нижний пояс фермы 73
- Образование трещин наклонных 34, 64, 116, 292
— — нормальных 30, 56, 93, 113, 208

Опорный узел фермы 80
Основание 168

Панель покрытия 14
Плита балочная 320
— опертая по контуру 233
— перекрытия ребристая 232
— покрытия «двойное Т» 183
Площадь приведенного сечения 27, 47, 100

Подколонник фундамента 167, 176
Подошва фундамента 170
Полка плиты 184, 232
Поперечные силы 20, 23, 41
Потери напряжения от деформации анкеров 24, 42, 281
— — — формы 24, 43
— — от перепада температур 28, 51, 102
— — от ползучести бетона 29, 52, 103
— — от релаксации напряжений 28, 51, 75, 102
— — от усадки бетона 29, 52
Приращение напряжений 33
Прогибы изгибаемых элементов без трещин 123

— — — с трещинами 37, 66, 257
Продавливание 174
Прочность наклонных сечений по моменту 111, 197
— — — по поперечной силе 22, 26, 44, 77
— нормальных сечений
— изгибаемых элементов 18, 21, 23, 42, 98, 186
— растянутых элементов 73, 76, 88, 207
— сжатых элементов 56, 77, 88, 91, 149

Радиус инерции 149, 220
Разбивочные оси 7
Рама многоэтажного каркасного здания 257

— одноэтажного промышленного здания 129
Расстояние до центра тяжести 27, 47, 100
— до ядровых точек 31, 113, 291
Расчетные схемы 20, 22, 41, 54, 97, 158
Расчетные сопротивления арматуры 352
— — бетона 351
Расчетный пролет 16, 19, 22, 40, 187
Ребра поперечные 19, 236
— продольные 22, 187, 239
Ригель 277

Связь вертикальные 11
— горизонтальные 12
Сортамент арматуры 354
Стадии изготовления и монтажа 37, 54, 76, 113, 246
— эксплуатации 289
Стыка колонн 313

Усилия в крайней колонне 136
— в средней колонне 144
— в элементах фермы 86
Усилие обжатия 29, 32, 55, 93, 102, 92; 281

Ферма безраскосная 67
— подстропильная 82
Фундаментная балка 157
Фундаменты под колонны 165

Ширина раскрытия наклонных трещин 299
— — нормальных трещин 33, 60, 79, 121, 250, 297

Эксцентриситет начальный 80, 84, 150, 217, 309
— усилия обжатия 29, 52, 114, 282
Эпора материалов 301

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение	3
ГЛАВА 1. КОМПОНОВКА КОНСТРУКТИВНОЙ СХЕМЫ ОДНО- ЭТАЖНОГО ПРОМЫШЛЕННОГО ЗДАНИЯ И ИСХОДНЫЕ ДАнные ДЛя ПРОЕКТИРОВАНИЯ	5
1.1. Общие положения и унификация габаритных схем	5
1.2. Привязка элементов каркаса здания к разбивочным осям	7
1.3. Конструктивные решения	10
1.4. Вертикальные и горизонтальные связи	10
ГЛАВА 2. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ ОДНОЭТАЖНОГО ТРЕХПРОЛЕТНОГО ЗДАНИЯ С ШАГОМ КОЛОНН ПО КРАЙНЕМУ РЯДУ 6 м, ПО СРЕДНЕМУ — 12 м	14
2.1. Панели покрытий	14
2.2. Расчет предварительно напряженной панели покрытия 3×6 м	14
2.3. Балки покрытий	38
2.4. Расчет предварительно напряженной двускатной решетчатой балки покрытия пролетом 18 м	39
2.5. Безраскосные фермы	67
2.6. Пример расчета предварительно напряженной безраскосной фермы пролетом 12 м	69
2.7. Подстропильные фермы	82
2.8. Расчет предварительно напряженной подстропильной фермы пролетом 12 м	83
2.9. Подкрановые балки	93
2.10. Расчет предварительно напряженной подкрановой балки пролетом 12 м	95
2.11. Рамы одноэтажных промышленных зданий	129
2.12. Статический расчет трехпролетной поперечной рамы	130
2.13. Расчет колонны среднего ряда по оси Б	149
2.14. Фундаментные балки	157
2.15. Расчет фундаментной балки пролетом 6 м	158
2.16. Фундаменты под колонны	165
2.17. Расчет внецентренно нагруженного фундамента с повышенным ста- каном под колонну крайнего ряда	168
ГЛАВА 3. ПРИМЕРЫ РАСЧЕТА КОНСТРУКЦИЙ ОДНОЭТАЖНЫХ ЗДАНИЙ С ШАГОМ КОЛОНН 12 м ПРОЛЕТОМ 36 м	179
3.1. Конструкции зданий с шагом стропильных конструкций 12 м	179
3.2. Расчет предварительно напряженной плиты покрытия типа «двой- ное Т» 3×12 м	182
3.3. Расчет сборной предварительно напряженной арки пролетом 36 м	199
3.4. Расчет двухветвевой колонны среднего ряда	215

ГЛАВА 4. МНОГОЭТАЖНЫЕ ЗДАНИЯ	228
4.1. Общие сведения	228
4.2. Расчет ребристой плиты перекрытия $3 \times 5,55$ м	230
4.3. Расчет каркаса здания	257
4.4. Междуетажное монолитное перекрытие с балочными плитами	317
4.5. Междуетажное ребристое перекрытие с плитами, опертыми по контуру	338
Приложения	351
Список использованной литературы	412

Учебное пособие

**Арнольд Яковлевич Барашиков
Лариса Михайловна Будникова
Анатолий Петрович Гусеница
Леонид Васильевич Кузнецов
Евгений Федорович Лысенко
Леонид Андреевич Мурашко
Игорь Александрович Русинов
Надежда Михайловна Федосеева**

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ

**Курсовое и дипломное
проектирование**

Под редакцией доктора технических наук, профессора *А. Я. Барашикова*

Редактор *А. И. Черкасенко*
Переплет художника *С. И. Райхлина*
Художественный редактор *Г. С. Муратова*
Технический редактор *В. М. Авдеенко*
Корректор *Н. И. Кунцевская*

Информ. бланк № 11445

Сдано в набор 30.06.86. Подп. в печать 18.05.87. БФ 26574. Формат 60×90¹/₁₆. Бумага типогр. № 2. Лит. гарн. Выс. печать. Печ. л. 26. Кр.-отт. 26,32. Уч.-изд. л. 26. Тираж 15 000 экз. Изд. № 7522. Зак. 718. Цена 1 р. 10 к.

Головное издательство издательского объединения «Вища школа», 252054, Киев-54, ул. Гоголевская, 7

Отпечатано с матриц Книжной фабрики им. М. В. Фрунзе, 310057, Харьков-57, Донец-Захаржевского, 4/8 на Белоцерковской книжной фабрике, 256400, Белая Церковь, ул. Карла Маркса, 4.