

ВУЗ

Учебники для высших учебных заведений

В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ.

ОБЩИЙ КУРС

Москва—Стройиздат

В.Н. Байков засл. деятель науки и техники РСФСР,
д-р техн. наук, проф

Э.Е. Сигалов канд. техн. наук, проф.

лауреаты Государственной премии СССР

ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ. ОБЩИЙ КУРС

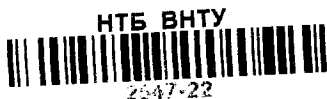
5-е издание,
переработанное и дополненное

Допущено

Государственным комитетом СССР
по народному образованию

в качестве учебника для студентов высших
учебных заведений, обучающихся по специальности

«Промышленное и гражданское строительство»



624(075)

Б 18

1991

Байков В.Н. Железобетонные конструкции

Москва Стройиздат 1991

13550-1

ББК 38.53
Б 18
УДК 624.012.45(075.8)

Рецензент — д-р техн. наук проф. Г. И. Попов

Редактор — Е. Н. Ларина

Байков В. Н., Сигалов Э. Е.

Б 18 Железобетонные конструкции: Общий курс: Учеб. для вузов. — 5-е изд., перераб. и доп. — М.: Стройиздат, 1991. — 767 с.: ил.

ISBN 5-274-01528-X

Описаны физико-механические свойства бетона и железобетона. Приведены основы теории сопротивления железобетонных элементов и способы их конструирования. Изд. 4-е вышло в 1985 г. Изд. 5-е переработано и дополнено в соответствии с действующими нормативными документами и новой учебной программой.

Для студентов высших учебных заведений, обучающихся по специальности «Промышленное и гражданское строительство».

Б 3305000000—427 99—91
047(01)—91

ББК 38.53

ISBN 5-274-01528-X

© Стройиздат, 1976
© Байков В. Н., Сигалов Э. Е., 1991,
с изменениями

ПРЕДИСЛОВИЕ

В соответствии с качественно новыми направлениями развития строительной индустрии последних лет в программу подготовки специалистов с высшим образованием в области промышленного и гражданского строительства внесен ряд существенных изменений. Соответственно значительно пересмотрено по сравнению с предыдущими изданиями содержание настоящего учебника.

В методическом отношении учебник построен на основе многолетнего опыта преподавания данной дисциплины в Московском инженерно-строительном институте им. В. В. Куйбышева. В учебном процессе курс железобетонных конструкций komponуется с изучением каменных конструкций и в целом реализуется в виде циклов проблемных лекций, практических занятий с применением вычислительной техники и графопостроителей, лабораторных работ по испытанию образцов простых балок и колонн, а также двух самостоятельно выполняемых курсовых проектов (первый проект — здание с элементарными конструкциями, второй проект — здание с более сложными конструкциями). В учебник включены примеры разработки этих проектов: железобетонных конструкций перекрытия каркасного здания рамо-связевой системы и железобетонных конструкций одноэтажного производственного корпуса с крановыми нагрузками. В связи с этим в учебнике отсутствуют отдельные примеры расчета и конструирования железобетонных элементов. Целесообразность такой подачи материала подтверждена практикой.

Для лучшего усвоения материала в конце глав приведены контрольные вопросы. Формулировки этих контрольных вопросов рекомендуются к использованию также в билетах для зачетов и экзаменов.

Нумерация и расположение приложений в учебнике установлены в порядке их применения в курсовом и дипломном проектировании.

Основные буквенные обозначения в учебнике приводятся. Встречающиеся одинаковые буквенные обозначения для разных величин в каждом отдельном случае поясняются.

В содержание учебника внесены изменения в соответствии со СНиП* 2.03.01—84 «Бетонные и железобетонные конструкции». В учебнике использована Международная система единиц (СИ) и приняты стандартизированные условные обозначения и индексация нагрузок, физико-механических величин, характеристик материалов, геометрических размеров и статических характеристик сечений железобетонных элементов.

Предполагается, что студенты, приступающие к изучению курса железобетонных конструкций, уже усвоили принципы объемно-планировочных решений зданий и сооружений, изучили курсы «Части зданий», «Строительные материалы» (включая бетоноведение), «Спротивление материалов» и «Строительная механика».

Главы 3, 6, 9, 12, 14 и 16 написаны проф. В. Н. Байковым; главы 1, 2, 7, 8, 10, 11, 13, 15, 17 и подглава 18.1 — проф. Э. Е. Сигаловым; Введение и приложения — В. Н. Байковым и Э. Е. Сигаловым совместно. Авторы выражают благодарность канд. техн. наук А. К. Фролову за подготовку материала подглавы 18.2.

ВВЕДЕНИЕ

Сущность железобетона. Бетон, как показывают испытания, хорошо сопротивляется сжатию и значительно хуже растяжению, поэтому включение стальной арматуры в растянутую зону элементов существенно повышает их несущую способность. Например, прочность железобетонной балки по сравнению с бетонной (неармированной) балкой возрастает в 15...20 раз. Сталь имеет высокое сопротивление не только растяжению, но и сжатию и включение ее в бетон в виде арматуры сжатого элемента заметно повышает его несущую способность.

Совместное сопротивление бетона и стальной арматуры внешним нагрузкам обуславливается выгодным сочетанием физико-механических свойств этих материалов, а именно:

при твердении бетона между ним и стальной арматурой возникают значительные силы сцепления, вследствие чего в железобетонных элементах оба материала деформируются под нагрузкой совместно; плотный бетон (с достаточным содержанием цемента) защищает заключенную в нем стальную арматуру от коррозии, а также предохраняет ее от непосредственного действия огня;

сталь и бетон обладают близкими по значению коэффициентами линейного расширения, поэтому при изменении температуры в пределах до 100 °С в обоих материалах возникают незначительные начальные напряжения; скольжения арматуры в бетоне не наблюдается.

Железобетону присуще образование трещин в бетоне в растянутых зонах конструкций даже при эксплуатационных нагрузках небольшой интенсивности. Раскрытие этих трещин во многих случаях невелико и не мешает нормальной эксплуатации конструкций. Однако в определенных условиях (как, например, агрессивная среда, повышенная влажность, опасность коррозии высокопрочной проволоочной арматуры малых диаметров) необходимо предотвратить образование таких трещин или ограничить ширину их раскрытия. Для этого до приложения нагрузки бетон растянутых зон подвергают предварительному интенсивному обжатю посредством растяжения рабочей арматуры. Такой железобетон называют предварительно напряженным.

Относительно высокая масса железобетона — качество в определенных условиях положительное, но во многих случаях нежелательное. Для уменьшения массы конструкций применяют менее материалоемкие тонкостенные и пустотные конструкции, а также конструкции из бетона на легких и пористых заполнителях.

Области применения железобетона. Железобетонные конструкции являются базой современной строительной индустрии. Их применяют: в промышленном, гражданском и сельскохозяйственном строительстве — для зданий различного назначения; в транспортном строительстве — для метрополитенов, мостов, туннелей; в энергетическом строительстве — для гидроэлектростанций, атомных реакторов; в гидромелиоративном строительстве — для плотин и ирригационных устройств; в горной промышленности — для надшахтных сооружений и крепления подземных выработок и т. д. Такое широкое распространение в строительстве железобетон получил вследствие многих его положительных свойств: долговечности, огнестойкости, стойкости против атмосферных воздействий, высокой сопротивляемости статичес-

ким и динамическим нагрузкам, малых эксплуатационных расходов на содержание зданий и сооружений и др. Почти повсеместное наличие крупных и мелких заполнителей, в больших количествах идущих на приготовление бетона, делает железобетон доступным к применению практически на всей территории страны.

По способу возведения различают: железобетонные конструкции сборные, изготавливаемые преимущественно на заводах стройиндустрии и затем монтируемые на строительных площадках; монолитные, полностью возводимые на месте строительства; сборно-монолитные, в которых рационально сочетается использование сборных железобетонных элементов заводского изготовления и монолитных частей конструкций.

В настоящее время сборные железобетонные конструкции в наибольшей степени отвечают требованиям индустриализации строительства, хотя следует отметить, что и монолитный бетон с каждым годом получает все большее признание.

Краткие исторические сведения о развитии железобетона.
Период возникновения железобетона. Возникновение и развитие строительных конструкций, в том числе железобетонных, неразрывно связано с условиями материальной жизни общества, развитием производительных сил. Появление железобетона совпадает с периодом ускоренного роста промышленности, торговли и транспорта во второй половине XIX в., когда возникла потребность в строительстве большого числа фабрик, заводов, мостов, портов и других сооружений. Технические возможности производства железобетона к тому времени уже имелись — цементная промышленность и черная металлургия были достаточно развиты. Период возникновения железобетона (1850—1885 гг.) характеризуется появлением первых конструкций из армированного бетона во Франции (Ламбо, 1850 г.; Куанье, 1854 г.; Монье, 1867—1880 гг.), Англии (Уилкинсон, 1854 г.), США (Гиатт, 1855—1877 гг.). В период освоения (1885—1917 гг.) железобетон находил применение в отдельных случаях в экономически достаточно развитых странах — Англии, Франции, США, Германии, России. Железобетон использовали в перекрытиях производственных зданий, подземных трубах, колодцах, стенах, резервуарах, мостах, путепроводах, эстакадах, фортификационных и других сооружениях.

Создание первых теоретических основ расчета железобетона и принципов его конструирования оказалось возможным благодаря работам исследователей и инженеров Консидера, Генебика (Франция), Кенена, Мерша (Германия) и др. К концу XIX в. в общих чертах сложилась теория расчета железобетона по допускаемым напряжениям, основанная на принципах сопротивления упругих материалов воздействию.

В России научная и практическая база железобетонных конструкций развивалась под влиянием зарубежного опыта и отечественной практики. В последней большое значение имели показательные испытания серии конструкций (плит, резервуаров, сводов, труб и др.), проведенные Н. А. Белелюбским; предложения по совершенствованию конструктивных форм железобетона — Н. Н. Абрамова по спиральному армированию колонн в виде «бетона в обойме», В. П. Некрасова по косвенному армированию сжатых элементов, А. Э. Страуса по производству набивных бетонных и железобетонных свай, А. Ф. Лолейта по конструированию и расчету безбалочных перекрытий (1909 г.), Н. И. Молотилова по сборным железобетонным плоским

(сплошным и продольно-пустотным) плитам для перекрытий, а также оригинальные работы И. С. Подольского, Г. П. Передерия, С. И. Дружинина, Г. Г. Кривошеина и многих других.

Первый период широкого применения железобетона в СССР (1918—1945 гг.).

В конце 20-х годов были созданы проектные организации союзного значения, которые разрабатывали проекты крупных промышленных предприятий, а также научно-исследовательские институты и лаборатории по строительству, занимающиеся исследованиями в области бетона и железобетона; ГИС, затем ЦНИПС, позже НИИЖБ и ЦНИИСК, ЦНИИС МПС и др.

В этот период железобетон применялся преимущественно в промышленном и гидротехническом строительстве. Его использовали для создания монолитных неразрезных балочных перекрытий, многопролетных и многоярусных рам, арок и других подобных конструкций при строительстве цехов ряда заводов (Краматорский машиностроительный, Днепросталь, Запорожсталь, Магнитогорский, Ижевский), крупнейших по тому времени гидростанций (Волховстрой, Днепро-строй, Свирьстрой), сложных инженерных сооружений (элеваторов, силосов и др.). В 1928 г. появились первые сборные железобетонные конструкции, примененные в Москве на строительстве заводов «Фрезер», «Шарикоподшипник», «Калибр», «Электропривод», «Прибор», а также на заводах Урала и Украины, Нижнесвирской ГЭС. Начали применять тонкостенные пространственные монолитные конструкции покрытий: купола (планетарий в Москве, 1929 г.; театры в Новосибирске, 1934 г. и в Москве, 1939 г.), складки, цилиндрические оболочки (Днепропетровский алюминиевый комбинат), шатры.

Освоение новых конструктивных решений сопровождалось интенсивной разработкой теории расчета многопролетных балок и рам (И. М. Рабинович, Б. Н. Жемочкин и др.), оболочек (В. З. Власов, А. А. Гвоздев, П. Л. Пастернак и др.), плит, пластинок и иных систем.

Опыт строительства из сборного железобетона был обобщен в 1933 г. во Временной инструкции по сборным железобетонным конструкциям, разработанной в бывш. ЦНИПСе, с учетом принципов индустриализации строительства, стандартизации конструктивных элементов промышленных зданий на базе установленных стандартных пролетов (12, 15, 18, 21, 24, 27, 30 м) при едином продольном шаге несущих конструкций (6 м). Первые достижения в области сборного железобетона освещены в работах С. С. Давыдова, А. П. Васильева, К. В. Сахновского, В. А. Бушкова.

С развитием строительства все очевидней становились недостатки расчета железобетона как сочетания двух линейно деформируемых материалов по их условным допускаемым напряжениям. В конце 1931 г. А. Ф. Лолейт выдвинул принципы новой теории расчета железобетона по разрушающим усилиям, основанной на положении, что при изгибе железобетонной балки вследствие развития пластических деформаций в арматуре и бетоне в стадии разрушения напряжения достигают предельных значений, что и определяет разрушающий момент. В лаборатории железобетонных конструкций бывш. ЦНИПСа под руководством А. А. Гвоздева были проведены обширные эксперименты и теоретические исследования, позволившие на основе принципов А. Ф. Лолейта создать новую теорию расчета и армирования железобетонных конструкций. Расчет по несущей способности был распространен на внецентренно сжатые элементы

(М. С. Боршанский) и конструкции с жесткой арматурой (А. П. Васильев). Эта теория легла в 1938 г. в основу новых норм и технических условий (ННТУ-38), согласно которым в СССР впервые на несколько десятилетий раньше, чем в других странах, был введен расчет железобетонных элементов по стадии разрушения.

В развитии теории и практики железобетона в нашей стране большую роль сыграли исследования, проведенные советскими учеными А. А. Гвоздевым, В. И. Мурашевым, П. Л. Пастернаком, В. В. Михайловым, О. Я. Бергом, Я. В. Столяровым и др. Их собственные исследования и работы возглавляемых ими коллективов решили много сложных проблем.

Идея создания более совершенного, предварительно напряженного железобетона, высказанная еще в конце прошлого столетия, приобрела в 30-х годах практическое значение благодаря работам Фрейсине (Франция), Хойера (Германия) и др. Возникновение предварительно напряженного железобетона в нашей стране относится к 1930 г., когда В. В. Михайлов начал проводить широкие экспериментальные исследования. Вскоре вопросами теории расчета и конструирования предварительно напряженных конструкций стали заниматься многие советские ученые (С. А. Дмитриев, А. П. Коровкин и др.).

Начиная с 1940 г. В. И. Мурашев создает теорию трещиностойкости и жесткости железобетона, опережая на несколько десятилетий зарубежных исследователей. Расчет и конструирование подземных сооружений (первая очередь Московского метрополитена) обогащаются новыми идеями, заложенными в трудах С. С. Давыдова и других ученых.

Второй период широкого применения железобетона в СССР. Он начался после Великой Отечественной войны (1945 г.) и продолжается в настоящее время.

Железобетон стал основой не только промышленного и гидротехнического строительства, но и жилищного, теплоэнергетического, транспортного, дорожного, сельскохозяйственного. Применение сборного железобетона совершило переворот в строительной технике. Были разработаны заводская технология изготовления железобетонных конструкций, технология механизированного индустриального возведения сборных конструкций; создан парк новых механизированных средств монтажа. Значительный прогресс был достигнут и в области расчета статически неопределимых железобетонных конструкций по методу предельного равновесия (работы А. А. Гвоздева, С. М. Крылова и др.). Исследования по теории ползучести бетона, предпринятые И. И. Улицким, М. Х. Арутюняном и др., позже существенно были развиты работами А. А. Гвоздева, П. И. Васильева, С. В. Александровского и др.

В 50-х годах разрабатывается теория расчета и конструирования жаростойких железобетонных конструкций при действии высоких температур (В. И. Мурашев, А. Ф. Милованов и др.). В этот период конструктивные формы претерпели большие изменения в связи с переходом на полносборное строительство и с освоением производства предварительно напряженных конструкций. Появились новые конструкции железобетонных многоэтажных каркасных и панельных зданий из сборных элементов заводского изготовления, разработана теория их расчета. Организовано проектирование типовых конструкций, создана номенклатура сборных типовых железобетонных изделий массового производства и применения,

Дальнейшим развитием в области теории железобетона стал созданный в СССР и применяемый с 1955 г. единый метод расчета конструкций по предельным состояниям, который был положен в основу норм проектирования бетонных и железобетонных конструкций — СНиП II.8.1—62. Нормы явились обобщением результатов исследований (кроме отмеченных выше): К. В. Михайлова и Н. М. Мулина — по новым видам арматуры, С. А. Дмитриева и др. — по расчету железобетонных элементов, А. П. Васильева, Г. И. Бердичевского, А. С. Залесова, Н. И. Карпенко, Г. К. Хайдукова, Ю. П. Гущи и др. — по конструктивным решениям; С. А. Миронова, В. М. Москвина — по технологии бетона, а также исследований многих других ученых.

Этот период характеризуется широким участием вузов в разработке (и внедрении) новых типов конструкций и многих вопросов теории железобетона: Московского инженерно-строительного института (В. Н. Байков — совместная работа сборных конструкций в плоских и пространственных системах; П. Ф. Дроздов и Э. Е. Сигалов — теория расчета конструкций зданий большой этажности; К. К. Антонов — экономика железобетонных конструкций на стадии их проектирования; И. А. Трифонов — пространственная работа пролетных строений конструкций эстакадно-мостового типа; Н. Н. Попов — железобетонные конструкции при импульсных динамических воздействиях; Н. Н. Складнев — оптимизация железобетонных конструкций); Московского института инженеров транспорта (С. С. Давыдов — полимербетоны и конструкции с их применением). Всесоюзного заочного политехнического института (А. М. Овечкин — предельное состояние куполов); Всесоюзного заочного строительного института (В. М. Бондаренко — инженерные методы нелинейной теории железобетона); Московского автодорожного института (Г. И. Попов — особенности сопротивления конструкций с применением специальных бетонов); Ленинградского инженерно-строительного института (Н. Я. Панарин — задачи ползучести бетона, А. П. Павлов — напряженные состояния некоторых пространственных покрытий, Г. Н. Шоршнев — железобетонные специальные конструкции с повышенным содержанием арматуры); Полтавского инженерно-строительного института (М. С. Торяник — сопротивление железобетонных стержневых элементов при косом изгибе и внецентренном сжатии); Челябинского политехнического института (А. А. Оатул — сцепление арматуры с бетоном); Вильнюсского политехнического института (А. П. Кудзис — свойства центрифугированных железобетонных элементов); Ростовского инженерно-строительного и Ереванского политехнического институтов (Р. Л. Маилян, В. В. Пинаджян — железобетонные конструкции на легких природных заполнителях) и др.

Нормы проектирования бетонных и железобетонных конструкций подвергались коренной переработке в 1971—1975 гг. с учетом накопленной практики проектирования и научных исследований. В 1983 г. в них внесены новые изменения, а обозначения приняты в соответствии со стандартами СЭВ, (СНиП 2.03.01—84, в 1989 г. в него дополнительно внесены уточнения и дополнения).

Часть I. СОПРОТИВЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА И ЭЛЕМЕНТЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

ГЛАВА I. ОСНОВНЫЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА БЕТОНА, СТАЛЬНОЙ АРМАТУРЫ И ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

1.1. Бетон

1.1.1. Общие сведения

Бетон для железобетонных конструкций должен обладать вполне определенными, наперед заданными физико-механическими свойствами: необходимой прочностью, хорошим сцеплением с арматурой, достаточной непроницаемостью для защиты арматуры от коррозии. Кроме того, в зависимости от назначения железобетонной конструкции и условий ее эксплуатации могут быть предъявлены еще и специальные требования: морозостойкость при многократном замораживании и оттаивании (например, в панелях наружных стен зданий, открытых сооружениях и др.), жаростойкость при длительном воздействии высоких температур, коррозионная стойкость при агрессивном воздействии среды и др.

Чтобы получить бетон, обладающий заданной прочностью и удовлетворяющий перечисленным выше специальным требованиям, подбирают по количественному соотношению необходимые составляющие материалы: цементы различного вида, крупные и мелкие заполнители, добавки различного вида, обеспечивающие удобоукладываемость смеси или морозостойкость, и т. п.

Бетоны подразделяют по ряду признаков:

структуре — бетоны плотной структуры, у которых пространство между зернами заполнителя полностью занято затвердевшим вяжущим; крупнопористые малопесчаные и беспесчаные; поризованные, т. е. с заполнителями и искусственной пористостью затвердевшего вяжущего; ячеистые с искусственно созданными замкнутыми порами;

плотности — более 2500 кг/м³ (особо тяжелые); более 2200 и до 2500 кг/м³ (тяжелые); более 1800 и до 2200 кг/м³ (мелкозернистые); более 800 и до 2000 кг/м³ (легкие);

виду заполнителей — на плотных заполнителях; пористых специальных, удовлетворяющих требованиям биологической защиты, жаростойкости и др.;

зерновому составу — крупнозернистые с крупными и мелкими заполнителями; мелкозернистые с мелкими заполнителями;

условиям твердения — бетон естественного твердения; подвергнутый тепловлажностной обработке при атмосферном давлении; подвергнутый автоклавной обработке при высоком давлении.

Согласно СНиП 2.03.01—84* для изготовления бетонных и железобетонных конструкций предусмотрены следующие виды бетонов:

тяжелый средней плотности свыше 2200 до 2500 кг/м³ (на плотных заполнителях);

мелкозернистый средней плотности свыше 1800 кг/м³ (на мелких заполнителях);

легкий плотной и поризованной структуры (на пористых заполнителях);

ячеистый автоклавного и неавтоклавного твердения;

специальный — напрягающий.

В качестве плотных заполнителей для тяжелых бетонов применяют щебень из дробленых горных пород (песчаника, гранита, диабазы и др.) и природный кварцевый песок. Пористые заполнители могут быть естественными (перлит, пемза, ракушечник и др.) или искусственными (керамзит, шлак и т. п.). В зависимости от вида пористых заполнителей различают керамзитобетон, шлакобетон, перлитобетон и т. д.

1.1.2. Структура бетона и ее влияние на прочность и деформативность

Структура бетона оказывает большое влияние на прочность и деформативность бетона. Чтобы уяснить этот вопрос, рассмотрим схему физико-химического процесса образования бетона. При затворении водой смеси из заполнителей и цемента начинается химическая реакция соединения минералов цемента с водой, в результате которой образуется гель — студнеобразная пористая масса со взвешенными в воде, еще не вступившими в химическую реакцию, частицами цемента и незначительными соединениями в виде кристаллов. В процессе перемешивания бетонной смеси гель обволакивает отдельные

зерна заполнителей, постепенно твердеет, а кристаллы с течением времени соединяются в кристаллические сростки. Твердеющий гель превращается в цементный камень, скрепляющий зерна крупных и мелких заполнителей в монолитный твердый бетон.

Существенно важным фактором, влияющим на структуру и прочность бетона, является количество воды, применяемое для приготовления бетонной смеси, оцениваемое водоцементным отношением W/C — отношением взвешенного количества воды к количеству цемента в единице объема бетонной смеси. Для химического соединения воды с цементом необходимо, чтобы $W/C \approx 0,2$. Однако по технологическим соображениям — для достижения достаточной подвижности и удобоукладываемости бетонной смеси — количество воды берут с некоторым избытком. Так, подвижные бетонные смеси, заполняющие форму под влиянием текучести, имеют $W/C = 0,5 \dots 0,6$, а жесткие бетонные смеси, заполняющие форму под влиянием механической виброобработки, имеют $W/C = 0,3 \dots 0,4$.

Избыточная, химически несвязанная вода частью вступает впоследствии в химическое соединение с менее активными частицами цемента, а частью заполняет многочисленные поры и капилляры в цементном камне и полостях между зернами крупного заполнителя, а затем, постепенно испаряясь, освобождает их. По данным исследований поры занимают около трети объема цементного камня; с уменьшением водоцементного отношения пористость цементного камня уменьшается и прочность бетона увеличивается. Поэтому в заводском производстве железобетонных изделий применяют преимущественно жесткие бетонные смеси с возможно меньшим значением W/C , которые к тому же требуют меньшего расхода цемента и меньших сроков выдержки изделий в формах.

Таким образом, структура бетона оказывается весьма неоднородной: она образуется в виде пространственной решетки из цементного камня, заполненной зернами песка и щебнем различной крупности и формы, пронизанной большим числом микропор и капилляров, которые содержат химически несвязанную воду, водяные пары и воздух. Физически бетон представляет собой капиллярно-пористый материал, в котором нарушена сплошность массы и присутствуют все три фазы — твердая, жидкая и газообразная. Цементный камень также обла-

дает неоднородной структурой и состоит из упругого кристаллического сростка и наполняющей его вязкой массы — геля.

Длительные процессы, происходящие в бетоне, — изменение водного баланса, уменьшение объема твердеющего геля, рост упругих кристаллических сростков — наделяют бетон упругопластическими свойствами. Эти свойства проявляются в характере деформирования бетона под нагрузкой, во взаимодействии с температурно-влажностным режимом окружающей среды.

Исследования показали, что имеющиеся известные теории прочности к бетону неприменимы. Зависимость между составом, структурой бетона, его прочностью и деформативностью представляет собой задачу, которую исследователи решают применительно к каждому виду бетона в зависимости от его признаков (см. выше). Суждения о прочности и деформативности бетона основаны на большом числе экспериментов, выполненных в лабораторных и натуральных условиях.

Вопросы подбора состава бетона излагаются в курсе «Строительные материалы».

1.1.3. Усадка бетона и начальные напряжения

Бетон обладает свойством уменьшаться в объеме при твердении в обычной воздушной среде (усадка бетона) и увеличиваться в объеме при твердении в воде (набухание бетона). Как показывают опыты, усадка бетона зависит от ряда причин:

количества и вида цемента — чем больше цемента на единицу объема бетона, тем больше усадка; при этом высокоактивные и глиноземистые цементы дают большую усадку; бетоны, приготовленные на специальном цементе (расширяющемся или безусадочном), усадки не дают;

количества воды — чем больше W/C , тем больше усадка;

крупности заполнителей — при мелкозернистых песках и пористом щебне усадка больше. Чем выше способность заполнителей сопротивляться деформированию, т. е. чем выше их модуль упругости, тем усадка меньше. При разной крупности зерен заполнителей и меньшем объеме пустот меньше и усадка;

присутствия различных гидравлических добавок и ускорителей твердения (например, хлористый кальций) — они, как правило, увеличивают усадку.

Обычно усадка бетона происходит наиболее интенсивно в начальный период твердения и в течение первого года, в дальнейшем она постепенно затухает. Чем меньше влажность окружающей среды, тем больше усадочные деформации и выше скорость их роста. Усадка бетона под нагрузкой при длительном сжатии ускоряется, а при длительном растяжении, наоборот, замедляется.

Усадка бетона связана с физико-химическими процессами твердения и уменьшением объема цементного геля, потерей избыточной воды в результате испарения во внешнюю среду и гидратации с еще непрореагировавшими частицами цемента. По мере твердения цементного геля, уменьшения его объема и образования кристаллических сростков усадка бетона затухает. Капиллярные явления в цементном камне, вызванные избыточной водой, также влияют на усадку бетона — поверхностные натяжения менисков вызывают давление на стенки капилляров, из-за чего происходят объемные деформации.

Усадке бетона в период твердения препятствуют заполнители, которые становятся внутренними связями, вызывающими в цементном камне начальные растягивающие напряжения. По мере твердения геля образующиеся в нем кристаллические сростки становятся такого же рода связями. Неравномерное высыхание бетона приводит к неравномерной его усадке, что, в свою очередь, ведет к возникновению начальных усадочных напряжений. Открытые, быстрее высыхающие поверхностные слои бетона, испытывают растяжение, в то время как внутренние, более влажные зоны, препятствующие усадке поверхностных слоев, оказываются сжатыми. В бетоне появляются усадочные трещины.

Начальные напряжения, возникающие под влиянием усадки бетона, не фигурируют непосредственно в расчете прочности железобетонных конструкций; их учитывают расчетными коэффициентами, охватывающими совокупность характеристик прочности. Уменьшить начальные усадочные напряжения в бетоне можно конструктивными мерами — армированием элементов и устройством усадочных швов в конструкциях, а также технологическими мерами — подбором состава, увлажнением среды при тепловой обработке твердеющего бетона, увлажнением поверхности бетона.

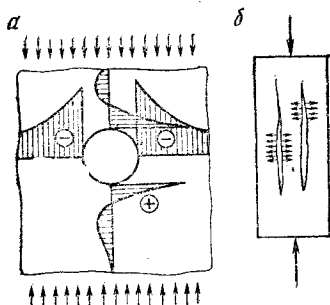


Рис. 1.1. Схема напряженного состояния бетонного образца при сжатии

a — концентрация самоуравновешенных напряжений вокруг микропор и полостей; *b* — трещины разрыва бетона в поперечном направлении при осевом сжатии призмы

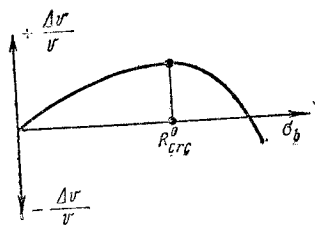


Рис. 1.2. К определению сжимающих напряжений в бетоне на границе макроразрушений $R_{сгс}^0$ по результатам ультразвуковых измерений

1.1.4. Прочность бетона

Основы прочности. Так как бетон представляет собой неоднородный материал, внешняя нагрузка создает в нем сложное напряженное состояние. В бетонном образце, подвергнутом сжатию, напряжения концентрируются на более жестких частицах, обладающих бóльшим модулем упругости, вследствие чего по плоскостям соединения этих частиц возникают усилия, стремящиеся нарушить их связь. В то же время происходит концентрация напряжений в местах, ослабленных порами и пустотами. Из теории упругости известно, что вокруг отверстий в материале, подвергнутом сжатию, наблюдается концентрация самоуравновешенных растягивающих и сжимающих напряжений, действующих по площадкам, параллельным сжимающей силе (рис. 1.1, а). Поскольку в бетоне много пор и пустот, растягивающие напряжения у одного отверстия или поры накладываются на соседние. В результате в бетонном образце, подвергнутом осевому сжатию, кроме продольных сжимающих напряжений возникают и поперечные растягивающие напряжения (вторичное поле напряжений).

Разрушение сжимаемого образца, как показывают опыты, возникает вследствие разрыва бетона в поперечном направлении. Сначала по всему объему возникают микроскопические трещины отрыва, которые с ростом на-

грузки соединяются, образуя видимые трещины, параллельные (или с небольшим наклоном) направлению действия сжимающих сил (рис. 1.1, б). Затем трещины раскрываются, что сопровождается кажущимся увеличением объема, и, наконец, наступает разрушение бетона. Граница образования таких структурных микроразрушений под действием нагрузки можно определить по результатам ультразвуковых измерений. Скорость распространения ультразвуковых колебаний v , направленных поперек линий действия сжимающих напряжений, уменьшается с развитием микротрещин в бетоне. Началу уменьшения скорости ультразвука соответствует сжимающее напряжение в бетоне $R_{сж}^0$ (сопротивление сжатию), при котором начинается образование микротрещин (рис. 1.2). По значению напряжения $R_{сж}^0$ судят о прочностных и деформативных свойствах бетона.

Структура бетона, обусловленная неоднородностью состава и различием способов приготовления, приводит к тому, что при испытании образцов, изготовленных из одной и той же бетонной смеси, получают неодинаковые показатели прочности. Прочность бетона зависит от ряда факторов, основными из которых являются:

технологические факторы; возраст и условия твердения; форма и размеры образца; вид напряженного состояния и длительность воздействия.

Бетон имеет разное временное сопротивление при сжатии, растяжении и срезе.

Прочность бетона на осевое сжатие. Кубиковая прочность. При осевом сжатии кубы разрушаются вследствие разрыва бетона в поперечном направлении (рис. 1.3, а). Наклон трещин разрыва обусловлен силами трения, которые развиваются на контактных поверхностях — между подушками пресса и гранями куба. Силы трения, направленные внутрь, препятствуют свободным поперечным деформациям куба и создают эффект обоймы. Удерживающее влияние сил трения по мере удаления от торцевых граней куба уменьшается, поэтому после разрушения куб приобретает форму четырех усеченных пирамид, сомкнутых малыми основаниями. Если при осевом сжатии куба устранить влияние сил трения смазкой контактных поверхностей, поперечные деформации проявляются свободно, трещины разрыва становятся вертикальными, параллельными действию сжимающей силы, а временное сопротивление уменьшается примерно

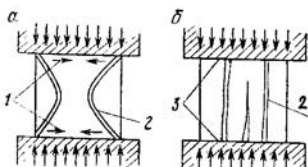


Рис. 1.3. Характер разрушения бетонных кубов

a — при трении по опорным плоскостям; *b* — при отсутствии трения; 1 — силы трения; 2 — трещины; 3 — смазка

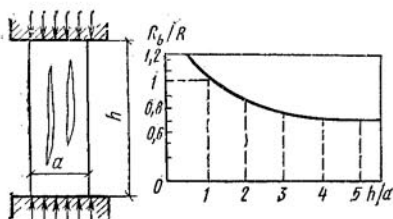


Рис. 1.4. График зависимости призмной прочности бетона от отношения размеров испытываемого образца

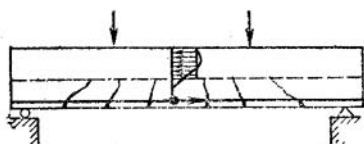


Рис. 1.5. Напряженное состояние бетона сжатой зоны при изгибе железобетонной балки

вдвое (рис. 1.3, б). Согласно стандарту кубы испытывают без смазки контактных поверхностей.

Опытами установлено, что прочность бетона одного и того же состава зависит от размера куба: если временное сопротивление сжатию бетона для базового куба с ребром 150 мм равно R , то для куба с ребром 200 мм оно уменьшается приблизительно до $0,93 R$, а для куба с ребром 100 мм — увеличивается до $1,1 R$. Это объясняется изменением эффекта обоймы с изменением размеров куба и расстояния между его торцами.

Призмная прочность. Поскольку железобетонные конструкции по форме отличаются от кубов, в расчетах их прочности не может быть непосредственно использована кубиковая прочность бетона. Основной характеристикой прочности бетона сжатых элементов является призмная прочность R_b — временное сопротивление осевому сжатию бетонных призм. Опыты на бетонных призмах со стороной основания a и высотой h показали, что призмная прочность бетона меньше кубиковой и она уменьшается с увеличением отношения h/a (рис. 1.4).

Влияние сил трения на торцах призмы уменьшается с увеличением ее высоты и при отношении $h/a=4$ значение R_b становится почти стабильным и равным примерно

0,75 R . Влияние гибкости бетонного образца при этом не сказывается; оно ощутимо лишь при $h/a \geq 8$.

В качестве характеристики прочности бетона сжатой зоны изгибаемых элементов (рис. 1.5) также принимают R_b ; при этом вместо действительной криволинейной эпюры напряжений бетона сжатой зоны в предельном состоянии принимают условную прямоугольную эпюру напряжения.

Прочность бетона на осевое растяжение. Она зависит от прочности цементного камня на растяжение и сцепления его с зернами заполнителями. Согласно опытным данным, прочность бетона на растяжение в 10...20 раз меньше, чем при сжатии, причем относительная прочность на растяжение уменьшается с увеличением класса бетона. Повышение прочности бетона на растяжение может быть достигнуто увеличением расхода цемента, уменьшением W/C , применением щебня с шероховатой поверхностью.

Временное сопротивление бетона осевому растяжению (МПа) можно определить по эмпирической формуле

$$R_{bt} = 0,233 \sqrt[3]{R^2} \quad (1.1)$$

Вследствие неоднородности структуры бетона эта формула не всегда дает правильные значения R_{bt} . Более точно значение R_{bt} определяют испытаниями: на разрыв — образцов в виде восьмерки, на раскалывание — образцов в виде цилиндров, на изгиб — бетонных балок (рис. 1.6). По разрушающему моменту бетонной балки определяют

$$R_{bt} = M/\chi W = 3,5M/bh^2,$$

где $W = bh^2/6$ — момент сопротивления прямоугольного сечения; $\chi = 1,7$ — множитель, учитывающий криволинейный характер эпюры напряжений в бетоне растянутой зоны сечения вследствие развития неупругих деформаций.

Прочность бетона на срез и скалывание. В чистом виде срез представляет собой разделение элемента на две части по сечению, к которому приложены перерезывающие силы. При этом существенное сопротивление срезу оказывают зерна крупных заполнителей, работающие, как шпонки, в плоскости среза. При срезе распределение напряжений по площади сечения считается равномерным. Временное сопротивление бетона на срез можно определить по эмпирической зависимости $R_{sh} = 2R_{bt}$. В железобетонных конструкциях чистый срез встречается редко;

13550-1

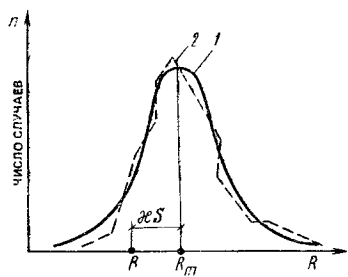
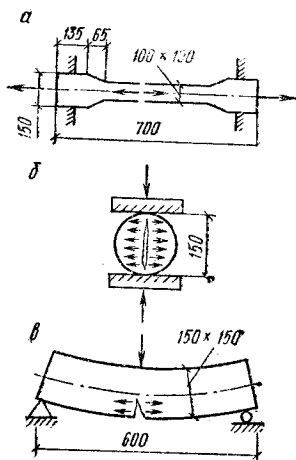


Рис. 1.7. Кривые распределения прочности
1 — теоретическая; 2 — опытная

Рис. 1.6. Схемы испытания образцов для определения прочности бетона при осевом растяжении
а — на разрыв; б — на раскалывание; в — на изгиб

обычно он сопровождается действием продольных сил.

Сопrotивление бетона скалыванию возникает при изгибе железобетонных балок до появления в них наклонных трещин. Скалывающие напряжения по высоте сечения изменяются по квадратной параболе. Временное сопротивление скалыванию при изгибе, согласно опытным данным, в 1,5...2 раза больше R_{bt} .

Классы и марки бетона. В зависимости от назначения железобетонных конструкций и условий эксплуатации устанавливают показатели качества бетона, основными из которых являются:

класс по прочности на осевое сжатие B ; указывают в проекте во всех случаях как основную характеристику;

класс по прочности на осевое растяжение B_t ; назначают в тех случаях, когда эта характеристика имеет главенствующее значение и контролируется на производстве;

марка по морозостойкости F ; назначают для конструкций, подвергающихся в увлажненном состоянии действию попеременных замораживания и оттаивания (открытые конструкции, ограждающие конструкции и т. п.);

марка по водонепроницаемости W ; назначают для конструкций, к которым предъявляются требования ограниченной проницаемости (резервуары и т. п.);

марка по средней плотности D ; назначают для конструкций, к которым кроме требований прочности предъяв-

ляются требования теплоизоляции, и контролируют на производстве.

Заданные класс и марку бетона получают соответствующим подбором состава бетонной смеси с последующим испытанием контрольных образцов.

Классом бетона по прочности на осевое сжатие В (МПа) называется временное сопротивление сжатию бетонных кубов с размером ребра 150 мм, испытанных в соответствии со стандартом через 28 сут хранения при температуре $20 \pm 2^\circ\text{C}$ с учетом статистической изменчивости прочности.

Чтобы оценить изменчивость прочности и обеспечить ее гарантированное для заданного класса бетона значение, прибегают к методам теории вероятностей, пользуясь кривой распределения (рис. 1.7). Среднее значение временного сопротивления бетона сжатию, установленное при испытании партии стандартных кубов

$$R_m = (n_1 R_1 + n_2 R_2 + \dots + n_k R_k) / n,$$

где n_1, n_2, \dots, n_k — число случаев, в которых было установлено временное сопротивление соответственно R_1, R_2, \dots, R_k ; $n = n_1 + n_2 + \dots + n_k$ — общее число испытаний в партии.

Среднее квадратичное отклонение прочности бетона в партии, характеризующее изменчивость прочности (стандарт),

$$S_m = \sqrt{\frac{n_1 \Delta_1^2 + n_2 \Delta_2^2 + \dots + n_k \Delta_k^2}{n - 1}},$$

где $\Delta_1 = R_1 - R_m$; $\Delta_2 = R_2 - R_m$; ...; $\Delta_k = R_k - R_m$ — отклонения.

Коэффициент вариации прочности бетона в партии

$$V_m = S_m / R_m. \quad (1.2)$$

Значение V_m на заводах железобетонных изделий изменяется в определенных пределах. Чем совершеннее производство и технология приготовления бетонной смеси, тем меньше значение V_m и тем экономичнее производство. Опытные исследования, проведенные на заводах в стране, показали, что для тяжелых, мелкозернистых и легких бетонов коэффициент вариации прочности бетона при сжатии $V_m = 0,135$, который и принят в нормах на проектирование. На оси абсцисс кривой распределения (см. рис. 1.7) наименьшее контролируемое значение — временное сопротивление В — расположено на расстоянии χS_m влево от значения R_m , т. е.

$$B = R_m - \chi S_m \text{ или } B = R_m (1 - \chi V_m) \quad (1.3)$$

где χ — число, показатель надежности.

Исходя из значения χV_m оценивают обеспеченность гарантированных значений прочности бетона не менее B . В нормах на проектирование установлена обеспеченность (доверительная вероятность) 0,95. Например, из 100 испытанных кубов не менее 95 должны обладать прочностью не менее B . В теории вероятностей показано, что это имеет место при значении $\chi = 1,64$. Таким образом гарантированная прочность заданного нормами класса бетона

$$B = R_m (1 - 1,64 \cdot 0,135) = 0,78 R_m.$$

Заводом-изготовителем при заданном по проекту классе бетона B в зависимости от уровня технологии производства и фактического значения $V_m^{\text{завода}}$ устанавливают требуемое значение R_m

$$R_m = B / (1 - 1,64 V_m^{\text{завода}}).$$

Сроки твердения бетона устанавливают так, чтобы требуемая прочность бетона была достигнута к моменту загрузки конструкции проектной нагрузкой. Для монолитных конструкций на обычном портландцементе этот срок, как правило, принимается 28 сут. Для элементов сборных конструкций заводского изготовления отпускная прочность бетона может быть ниже его класса; она устанавливается по стандартам и техническим условиям в зависимости от условий транспортирования, монтажа, сроков загрузки конструкции и др.

Классы и марка бетона для железобетонных конструкций:

а) Классы по прочности на сжатие:

для тяжелых бетонов — $B7,5$; $B10$; $B12,5$; $B15$; $B20$; $B25$; $B30$; $B35$; $B40$; $B45$; $B50$; $B55$; $B60$;

для мелкозернистых бетонов групп:

A — (на песке с модулем крупности 2,1 и более) — те же в диапазоне от $B7,5$ до $B40$;

B — (на песке с модулем крупности 2 и менее) — те же в диапазоне от $B7,5$ до $B30$;

B — (подвергнутого автоклавной обработке) — те же в диапазоне от $B15$ до $B60$;

для легких бетонов при марках по средней плотности:

$D800$, $D900$ — $B3,5$; $B5$; $B7,5$;

$D1000$, $D1100$ — $B3,5$; $B5$; $B7,5$; $B10$; $B12,5$;

D1200, D1300 — B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15;
D1400, D1500 — B3,5; B5; B7,5; B10; B12,5; B15...B30;
D1600, D1700 — B5; B7,5; B10; B12,5; B15...B35;
D1800, D1900 — B10; B12,5; B15...B40;
D2000 — B20...B40.

б) *Классы бетона по прочности на осевое растяжение: $B_t0,8$; $B_t1,2$; $B_t1,6$; B_t2 ; $B_t2,4$; $B_t2,8$; $B_t3,2$.* Они характеризуют прочность бетона на осевое растяжение (МПа) по нормам с учетом статической изменчивости прочности:

$$B_t = R_{btm} (1 - 1,64VR_{btm}). \quad (1.4)$$

При растяжении принято $V_{btm} = 0,165$.

в) *Марки бетона по морозостойкости.*

Они характеризуются числом выдерживаемых бетонном циклов попеременных замораживания и оттаивания в насыщенном водой состоянии. При снижении прочности не более чем на 15 %: тяжелый и мелкозернистый бетоны — *F50, F75, F100, F150, F200, F300, F400, F500*; легкий бетон — *F25, F35, F50, F75, F100, F150, F200, F300, F400, F500*; ячеистый и поризованный бетоны — *F15, F25, F35, F50, F75, F100*.

г) *Марки бетона по водонепроницаемости: W2; W4; W6; W8; W10; W12.* Они характеризуются предельным давлением воды (кг/см²), при котором еще не наблюдается ее просачивание через испытываемый образец.

д) *Марки бетона по средней плотности (кг/м³):* тяжелый бетон от *D2200* до *D2500*; легкий бетон от *D800* до *D2000*; поризованный бетон от *D800* до *D1400*; градация 100 для всех марок.

Оптимальные класс и марку бетона выбирают на основании технико-экономических соображений в зависимости от типа железобетонной конструкции, ее напряженного состояния, способа изготовления, условий эксплуатации и др. Рекомендуется принимать класс бетона для железобетонных сжатых стержневых элементов — не ниже *B15*; для конструкций, испытывающих значительные сжимающие усилия (колонн, арок и т. п.) — *B20...B30*; для предварительно напряженных конструкций в зависимости от вида напрягаемой арматуры — *B20—B40*; для изгибаемых элементов без предварительного напряжения (плит, балок) — *B15*. Для железобетонных конструкций нельзя применять: тяжелый и мелкозернистый бетоны класса по прочности на сжатие ни-

же 7,5; легкий бетон класса по прочности на сжатие ниже 3,5.

Легкие бетоны на пористых заполнителях и цементном вяжущем при одинаковых классах и марках по морозостойкости и водонепроницаемости применяют в сборных и монолитных железобетонных конструкциях наравне с тяжелыми бетонами. Во многих случаях они весьма эффективны, так как приводят к снижению массы конструкций.

Влияние времени и условий твердения на прочность бетона. Прочность бетона нарастает в течение длительного времени, но наиболее интенсивный ее рост наблюдается в начальный период твердения. Так, прочность бетона, приготовленного на портландцементе, интенсивно нарастает первые 28 сут, на пуццолановом и шлаковом портландцементе — первые 90 сут. Но и в последующем при благоприятных условиях твердения — положительной температуре, влажной среде — прочность бетона может нарастать еще весьма продолжительное время, измеряемое годами (рис. 1.8). Объясняется это явление длительным процессом образования цементного камня. Если бетон остается сухим, как это часто бывает при эксплуатации большинства железобетонных конструкций, то по истечении первого года дальнейшего увеличения прочности ожидать уже нельзя.

Наращение прочности бетона на портландцементе при положительной температуре твердения (15 °С) и влажной среде может быть выражено эмпирической зависимостью

$$R_t = R \lg t / \lg 28 = 0,7R \lg t;$$

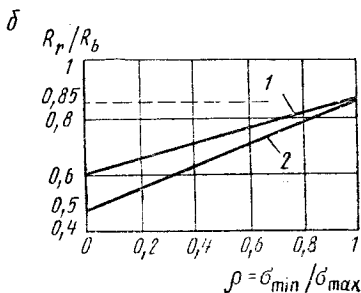
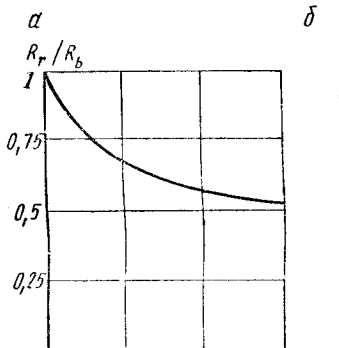
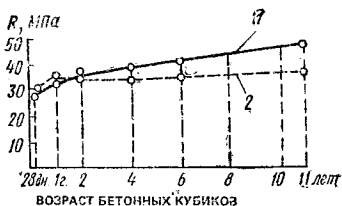
где R_t — временное сопротивление сжатию бетонного куба в возрасте t суток; R — то же, в возрасте 28 сут.

Эта формула дает результат достаточно близкий к экспериментальным данным при $t \geq 7$ сут.

Процесс твердения бетона значительно ускоряется при повышении температуры и влажности среды. С этой целью железобетонные изделия на заводах подвергают тепловой обработке при температуре до 90 °С и влажности до 100 % или же специальной автоклавной обработке при высоком давлении пара и температуре до 170 °С. Эти способы позволяют за сутки получить бетон, прочность которого составляет около 70 % проектной. Твердение бетона при отрицательной температуре резко замедляется или прекращается.

Рис. 1.8. Нарастание прочности бетона во времени

1 — при хранении бетона во влажной среде; 2 — то же в сухой среде



ρ 0 $0,5 \cdot 10^6$ $1 \cdot 10^6$ $n = 1,5 \cdot 10^6$

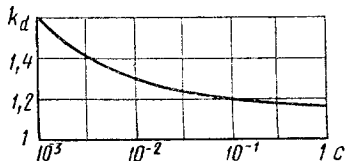


Рис. 1.9. Зависимость предела прочности бетона

а — от числа циклов нагружений; б — от характеристики цикла ρ на базе $n = 2 \cdot 10^6$; в — от времени действия нагрузки; 1 — бетон класса В40; 2 — бетон класса В25

Прочность бетона при длительном действии нагрузки. Согласно опытным данным при длительном действии нагрузки под влиянием развивающихся значительных неупругих деформаций и структурных изменений бетон разрушается при напряжениях, меньших, чем временное сопротивление осевому сжатию R_b . Предел длительного сопротивления бетона осевому сжатию по опытным данным может составлять $R_{bl} = 0,9 R_b$ и меньше. Если при эксплуатации конструкции в благоприятных для нарастания прочности бетона условиях уровень напряжений σ_b/R_{bl} постепенно уменьшается, отрицательное влияние фактора длительного нагружения может и не проявляться.

Прочность бетона при многократно повторяемых нагрузках. При действии многократно повторяемых нагру-

зок (повторяемость несколько миллионов циклов) временное сопротивление бетона сжатию под влиянием развития структурных микротрещин уменьшается. Предел прочности бетона при многократно повторяемых нагрузках или предел выносливости бетона R_r , согласно опытным данным зависят от числа циклов нагрузки — нагрузки и отношения попеременно возникающих минимальных и максимальных напряжений или асимметрии цикла $\rho = \sigma_{\min}/\sigma_{\max}$ (рис. 1.9, а). С увеличением числа циклов n снижается R_r/R_b ; напряжение на горизонтальном участке кривой при $n \rightarrow \infty$ называют абсолютным пределом выносливости. Практический предел выносливости R_r (на ограниченной базе $n = 2 \cdot 10^6$) зависит от характеристики цикла ρ почти линейно, его наименьшее значение $R_r = 0,5 R_b$ (рис. 1.9, б).

Наименьшее значение предела выносливости, как показывают исследования, связано с началом образования структурных микротрещин как $R_r \geq R_{cre}$. Такая связь позволяет находить предел выносливости по первичному нагружению образца, определяя границы образования структурных микротрещин ультразвуковой аппаратурой.

Значение R_r необходимо для расчета на выносливость железобетонных конструкций, испытывающих динамические нагрузки, — подкрановых балок, перекрытий некоторых промышленных зданий и т. п.

Динамическая прочность бетона. При динамической нагрузке большой интенсивности, но малой продолжительности, развивающейся вследствие ударных и взрывных воздействий, имеет место увеличенное временное сопротивление бетона — динамическая прочность. Это явление объясняют энергопоглощающей способностью бетона, работающего в течение короткого промежутка нагружения динамической нагрузкой только упруго. Чем меньше время τ нагружения бетонного образца заданной динамической нагрузкой (или, что то же самое, чем больше скорость роста напряжений), тем больше коэффициент динамической прочности бетона k_d . Этот коэффициент равен отношению динамического временного сопротивления сжатию R_d к призмной прочности R_b (рис. 1.9, в).

1.1.5. Деформативность бетона

Виды деформаций. В бетоне различают деформации двух основных видов: объемные, развивающиеся во всех направлениях под влиянием усадки, изменения темпера-

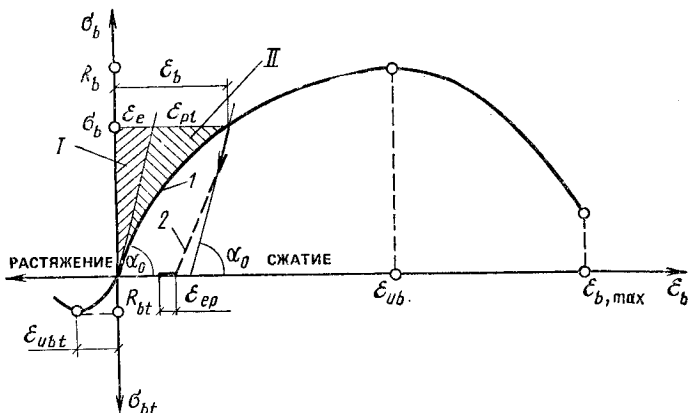


Рис. 1.10. Диаграмма зависимости между напряжениями и деформациями в бетоне при сжатии и при растяжении

1 — область упругих деформаций; *II* — область пластических деформаций; *1* — загрузка; *2* — разгрузка; ϵ_{ub} — предельная сжимаемость; ϵ_{ubt} — предельная растяжимость; $\epsilon_{b,max}$ — максимальная сжимаемость на нисходящей ветви диаграммы

туры и влажности: силовые, развивающиеся главным образом вдоль направления действия сил. Силовым продольным деформациям соответствуют некоторые поперечные деформации; начальный коэффициент поперечной деформации бетона $\nu = 0,2$ (коэффициент Пуассона).

Бетону свойственно нелинейное деформирование. Начиная с малых напряжений, в нем, помимо упругих деформаций, развиваются неупругие остаточные или пластические деформации. Поэтому силовые деформации в зависимости от характера приложения нагрузки и длительности ее действия подразделяют на три вида: при однократном нагружении кратковременной нагрузкой, длительном действии нагрузки; многократно повторяющемся действии нагрузки.

Объемные деформации. По данным опытов для тяжелых бетонов деформации, вызванные усадкой $\epsilon_{sl} = 3 \cdot 10^{-4}$ и более, для бетонов на пористых заполнителях $\epsilon_{sl} \approx 4,5 \cdot 10^{-4}$. Деформация бетона при набухании меньше, чем при усадке.

Деформации бетона, возникающие под влиянием изменения температуры, характеризуются коэффициентом линейной температурной деформации бетона α_{bt} . При изменении температуры среды от -50°C до $+50^\circ\text{C}$ для

тяжелого, мелкозернистого бетонов и бетона на пористых заполнителях с кварцевым песком $\alpha_{bt} = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$; для легких бетонов на мелких пористых заполнителях $\alpha_{bt} = 0,7 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$. Этот коэффициент зависит от вида цемента, заполнителей влажностного состояния бетона и может изменяться в пределах $\pm 30 \%$.

Деформации при однократном нагружении кратковременной нагрузкой. При однократном нагружении бетонной призмы кратковременно приложенной нагрузкой деформации бетона

$$\epsilon_b = \epsilon_e + \epsilon_{pl}, \quad (1.5)$$

т. е. она складывается из упругой деформации ϵ_e и неупругой пластической деформации ϵ_{pl} (рис. 1.10). Небольшая доля неупругих деформаций в течение некоторого периода времени после разгрузки восстанавливается (около 10 %). Эта доля называется деформацией упругого последствия ϵ_{ep} . Если испытываемый образец нагружать по этапам и замерять деформации на каждой ступени дважды (сразу после приложения нагрузки и через некоторое время после выдержки под нагрузкой), то получим ступенчатую линию, изображенную на рис. 1.11, а. Деформации, измеренные после приложения нагрузки, — упругие и связаны с напряжениями линейным законом. Деформации, развивающиеся за время выдержки под нагрузкой, — неупругие; они увеличиваются с ростом напряжений и на диаграмме имеют вид горизонтальных площадок. При достаточно большом числе ступеней нагружения зависимость между напряжениями и деформациями может быть изображена плавной кривой. Также и при разгрузке, если на каждой ступени замерять деформации дважды (после снятия нагрузки и через некоторое время после выдержки под нагрузкой), то можно получить ступенчатую линию, которую при достаточно большом числе ступеней разгрузки можно заменить плавной кривой, но только уже вогнутой (см. рис. 1.10).

Таким образом, упругие деформации бетона соответствуют лишь мгновенной скорости нагружения образца, в то время как неупругие деформации развиваются во времени. С увеличением скорости нагружения v при одном и том же напряжении σ_b неупругие деформации уменьшаются (рис. 1.11, б).

При растяжении бетонного образца также возникает деформация

$$\epsilon_{bt} = \epsilon_{et} + \epsilon_{pl,t}, \quad (1.6)$$

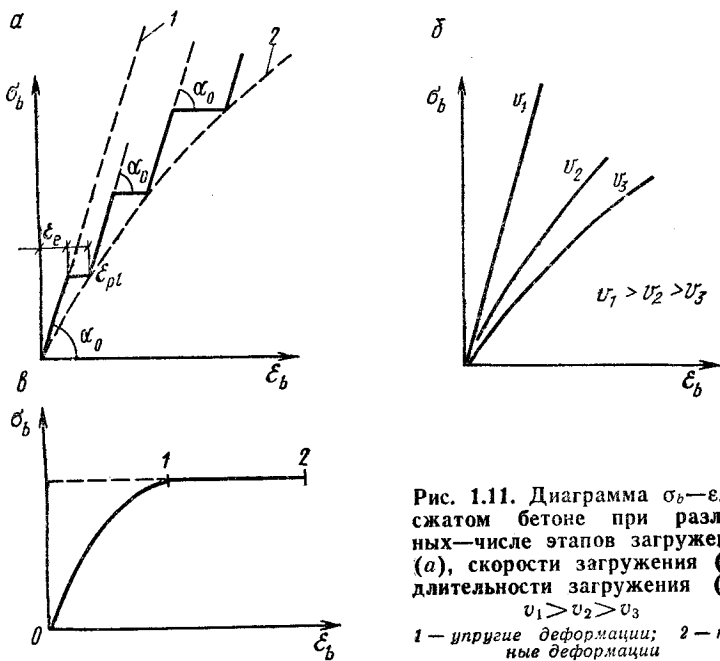


Рис. 1.11. Диаграмма $\sigma_b - \epsilon_b$ в сжатом бетоне при различных—числе этапов нагружения (а), скорости нагружения (б), длительности нагружения (в); $v_1 > v_2 > v_3$
 1 — упругие деформации; 2 — полные деформации

складывающаяся из упругой ϵ_{el} и пластической $\epsilon_{pl,t}$ деформаций.

Деформации при длительном действии нагрузки.

При сжатии бетонной призмы в режиме пропорционального развития во времени продольных деформаций обнаруживается постепенное снижение сопротивления бетона, так называемая ниспадающая ветвь диаграммы напряжения — деформации (см. рис. 1.10). Такой участок повышенного деформирования бетона реально наблюдается в конструкциях при определенных условиях нагружения, например, при сжатии бетона у внешней грани сжатой зоны изгибаемых элементов (см. гл. II). При длительном действии нагрузки неупругие деформации бетона с течением времени увеличиваются. Наибольшая интенсивность нарастания неупругих деформаций наблюдается первые 3...4 мес. и может продолжаться несколько лет. На диаграмме (рис. 1.11, в) участок 0—1 характеризует деформации, возникающие при нагружении (его кривизна зависит от скорости нагружения); участок 1—2

характеризует нарастание неупругих деформаций при постоянном значении напряжений.

Свойства бетона, характеризующиеся нарастанием неупругих деформаций с течением времени при постоянных напряжениях, называют ползучестью бетона. Деформации ползучести могут в 3...4 раза превышать упругие деформации. При длительном действии постоянной нагрузки, если деформации ползучести нарастают свободно, напряжения в бетоне остаются постоянными. Когда же связи в бетоне (например, стальная арматура) ограничивают свободное развитие ползучести (стесненная ползучесть), то напряжения в бетоне уменьшаются. *Свойство бетона, характеризующееся уменьшением с течением времени напряжений при постоянной начальной деформации ϵ_b^0 , называют релаксацией напряжений.* Ползучесть и релаксация имеют общую природу и оказывают существенное влияние на работу железобетонных конструкций под нагрузкой.

Природа ползучести бетона объясняется его структурой, длительным процессом кристаллизации и уменьшением количества геля при твердении цементного камня. Под нагрузкой происходит перераспределение напряжений с испытывающей вязкое течение гелевой структурной составляющей на кристаллический сросток и зерна заполнителей. Одновременно развитию деформаций ползучести способствуют капиллярные явления, связанные с перемещением в микропорах и капиллярах избыточной воды под нагрузкой. С течением времени процесс перераспределения напряжений затухает и деформирование прекращается.

Ползучесть разделяют на линейную, при которой зависимость между напряжениями и деформациями приблизительно линейная, и нелинейную, которая начинается при напряжениях $R_{срс}$, превышающих границу образования структурных микротрещин. Такое разделение ползучести условно, так как в некоторых опытах наблюдается нелинейная зависимость σ_b и ϵ_b даже при относительно малых напряжениях. Учет нелинейной ползучести имеет существенное значение в практических расчетах предварительно напряженных изгибаемых, внецентренно сжатых и некоторых других элементов.

Опыты с бетонными призмами показывают, что независимо от того, с какой скоростью загрузки v было получено напряжение σ_{b1} (рис. 1.12, а), конечные дефор-

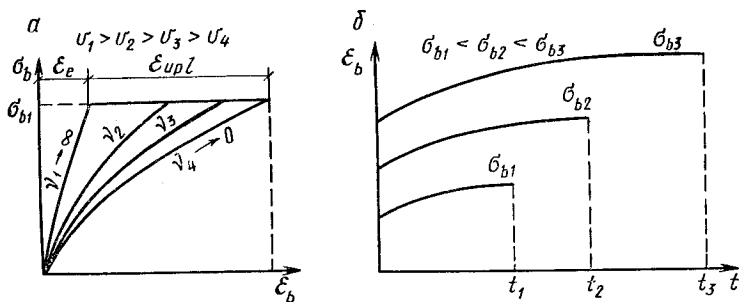


Рис. 1.12. Деформации ползучести бетона в зависимости от скорости начального нагружения (а) и времени выдержки под нагрузкой t и напряжением σ_b (б)

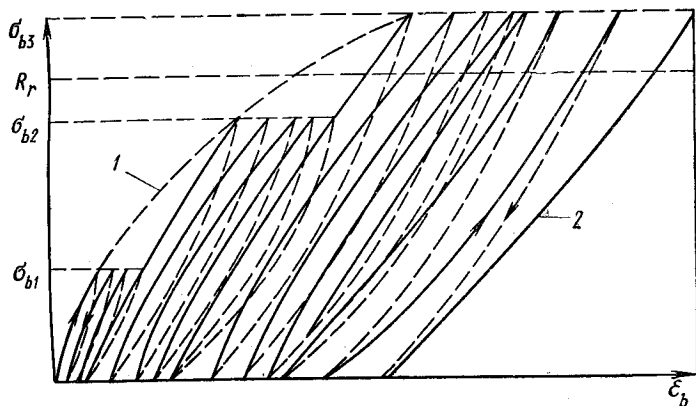


Рис. 1.13. Диаграмма зависимости между напряжениями и деформациями в бетоне при многократном повторном нагружении бетонного образца

1 — первичная кривая; 2 — конечная кривая

мации ползучести, соответствующие этому напряжению, будут одинаковыми. С ростом напряжений ползучесть бетона увеличивается; зависимость деформации — время при напряжениях $\sigma_{b1} < \sigma_{b2} < \sigma_{b3}$ показана на рис. 1.12, б. Загруженный в раннем возрасте бетон обладает большей ползучестью, чем старый бетон. Ползучесть бетона в сухой среде значительно больше, чем во влажной. Технологические факторы также влияют на ползучесть бетона: с увеличением W/C и количества цемента на еди-

ницу объема бетонной смеси ползучесть возрастает; с повышением прочности зерен заполнителей, повышением прочности бетона, его класса она уменьшается. Бетоны на пористых заполнителях обладают несколько большей ползучестью, чем тяжелые бетоны.

Ползучесть и усадка бетона развиваются совместно. Поэтому полная деформация бетона представляет собой сумму деформаций: упругой ϵ_e , деформацией ползучести ϵ_{pt} и усадки ϵ_{st} . Однако в то время как усадка носит характер объемной деформации, ползучесть развивается главным образом в направлении действия усилия.

Деформация бетона при многократно повторяющемся действии нагрузки. Многократное повторение циклов загрузки — разгрузки бетонной призмы приводит к постепенному накапливанию неупругих деформаций. После достаточно большого числа циклов эти неупругие деформации, соответствующие данному уровню напряжений, постепенно выбираются, ползучесть достигает своего предельного значения, бетон начинает работать упруго. На *рис. 1.13* показано, как с каждым последующим циклом неупругие деформации накапливаются, а кривая зависимости $\sigma_b - \epsilon_b$, постепенно выпрямляясь, становится прямой, характеризующей упругую работу. Такой характер деформирования наблюдается лишь при напряжениях, не превышающих предел выносливости $\sigma_b \leq R_r$. При больших напряжениях после некоторого числа циклов неупругие деформации начинают неограниченно расти, что приводит к разрушению образца, при этом кривизна линии зависимости $\sigma_b - \epsilon_b$ меняет знак, а угол наклона к оси абсцисс последовательно уменьшается.

При вибрационных нагрузках с большим числом повторений в минуту (200...600) наблюдается ускоренное развитие ползучести бетона, называемое виброползучестью или динамической ползучестью.

Предельные деформации бетона перед разрушением. Это предельная сжимаемость ϵ_{ub} и предельная растяжимость ϵ_{ubl} , которые зависят от прочности бетона, его класса, состава, длительности приложения нагрузки (см. *рис. 1.10*). С увеличением класса бетона предельные деформации уменьшаются, но с ростом длительности приложения нагрузки они увеличиваются. В опытах при осевом сжатии призм наблюдается предельная сжимаемость бетона $\epsilon_{ub} = (0,8...3) 10^{-3}$, в среднем ее принимают равной $\epsilon_{ub} = 2 \cdot 10^{-3}$. В сжатой зоне изгибаемых элементов

наблюдается бóльшая, чем у сжатых призм, предельная сжимаемость, зависящая от формы поперечного сечения и относительной высоты сжатой зоны: $\epsilon_{ub} = (2,7 \dots 4,5) 10^{-3}$. При уменьшении ширины поперечного сечения книзу и в тавровых сечениях ϵ_{ub} уменьшается, а при уменьшении относительной высоты сжатой зоны — увеличивается. Она зависит также от насыщения сечения продольной арматурой.

Если при достижении значения ϵ_{ub} бетонную призму последовательно разгружать, на диаграмме $\sigma_b - \epsilon_b$ появляется нисходящий участок кривой, а предельная сжимаемость достигает значения $\epsilon_{b\max}$ (см. рис. 1.10).

Предельная растяжимость бетона в 10...20 раз меньше предельной сжимаемости, в среднем $\epsilon_{ubt} = 1,5 \cdot 10^{-4}$. Для бетонов на пористых заполнителях это значение несколько больше. Предельная растяжимость бетона существенно влияет на сопротивление образованию трещин в растянутых зонах железобетонных конструкций.

1.1.6. Модуль деформаций и мера ползучести бетона

Начальный модуль упругости бетона при сжатии E_b соответствует лишь упругим деформациям, возникающим при мгновенном нагружении. Геометрически он определяется как тангенс угла наклона прямой упругих деформаций (рис. 1.14):

$$E_b = \rho \operatorname{tg} \alpha_0, \quad (1.7)$$

где ρ — масштабно размерный коэффициент, МПа.

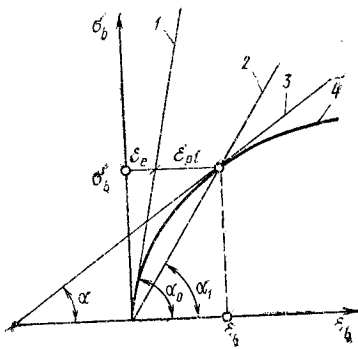
Модуль полных деформаций бетона при сжатии E'_b соответствует полным деформациям (включая ползучесть) и является величиной переменной; геометрически он определяется как тангенс угла наклона касательной к кривой $\sigma_b - \epsilon_b$ в точке с заданным напряжением

$$E'_b = \frac{d\sigma_b}{d\epsilon_b} = \rho \operatorname{tg} \alpha. \quad (1.8)$$

Для расчета железобетонных конструкций пользуются средним модулем или модулем упругопластичности бетона, представляющим собой тангенс угла наклона секущей в точке на кривой $\sigma_b - \epsilon_b$ с заданным напряжением

$$E'_b = \rho \operatorname{tg} \alpha_1. \quad (1.9)$$

Рис. 1.14. Схема для определения модуля деформации бетона



1 — упругие деформации; 2 — секущая; 3 — касательная; 4 — полные деформации

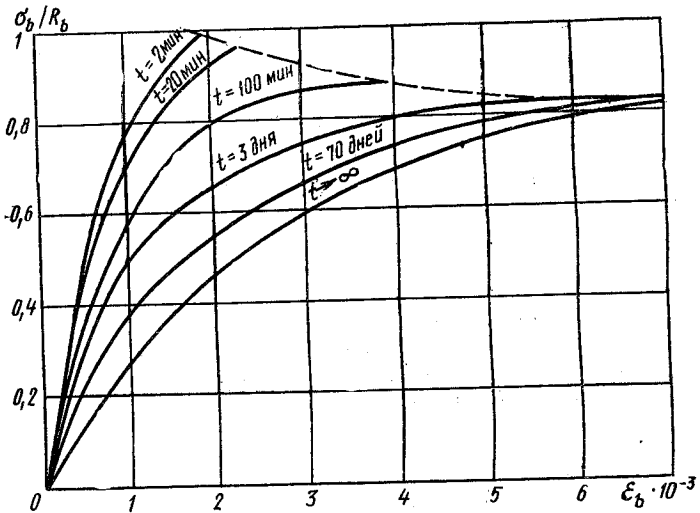


Рис. 1.15. Диаграммы $\sigma_b - \epsilon_b$ при различной длительности загрузки бетона

Поскольку угол α_1 меняется в зависимости от напряжений и времени, модуль упругопластичности является также переменной величиной, меньшей, чем начальный модуль упругости.

Зависимость между начальным модулем упругости бетона и модулем упругопластичности можно установить, если выразить одно и то же напряжение в бетоне σ_b че-

рез упругие деформации ε_e и полные деформации ε_b

$$\sigma_b = \varepsilon_e E_b = \varepsilon_b E'_b.$$

Отсюда

$$E'_b = \nu E_b, \quad (1.10)$$

где $\nu = \varepsilon_e / \varepsilon_b$ — коэффициент упругопластических деформаций бетона.

По данным опытов коэффициент ν изменяется от 1 (при упругой работе) до 0,15. С увеличением уровня напряжений в бетоне σ_b / R_b и длительности действия нагрузки t коэффициент ν уменьшается. Значение $\nu(t)$ может быть определено по специальным опытным данным или по средним опытным диаграммам $\sigma_b - \varepsilon_b$ (рис. 1.15).

При изгибе железобетонных элементов для бетона сжатой зоны (по данным опытов) E'_b может быть на 15...20 % больше, чем при осевом сжатии.

При растяжении элементов модуль упругопластичности бетона

$$E'_{bt} = \nu_t E_b, \quad (1.11)$$

где $\nu_t = \varepsilon_{ct} / \varepsilon_{bt}$ — коэффициент упругопластических деформаций бетона при растяжении.

Если растягивающее напряжение в бетоне приближается к значению временного сопротивления осевому растяжению $\sigma_{bt} \rightarrow R_{bt}$, то среднее опытное значение $\nu_t = 0,5$.

Предельная растяжимость бетона в зависимости от временного сопротивления растяжению

$$\varepsilon_{ubt} = R_{bt} / E'_{bt} = 2R_{bt} / E_b. \quad (1.12)$$

Начальный модуль упругости бетона при сжатии и растяжении E_b может быть определен из специальных испытаний призм при низком уровне напряжений: $\sigma_b / R_b \leq 0,2$. Существуют различные эмпирические формулы, в которых устанавливается зависимость между начальным модулем упругости и классом бетона. Так для тяжелого бетона естественного твердения

$$E_b = 43\,000 \text{ В} / (21 + \text{В}). \quad (1.13)$$

Значение E_b при тепловой обработке бетона снижается на 10 %, при автоклавной — на 25 %. Бетоны на пористых заполнителях как более деформативные обладают в 1,5...2 раза меньшим значением начального модуля упругости. Существуют эмпирические формулы, основанные на зависимости между начальным модулем

упругости, средней плотностью и кубиковой прочностью бетона. Так, например, отношение начальных модулей упругости легкого бетона на пористых заполнителях и тяжелого бетона можно определять по эмпирической формуле

$$k = (\gamma_l / \gamma)^{3/2}, \quad (1.14)$$

здесь γ_l , γ — соответственно средняя плотность бетона на пористых заполнителях и тяжелого бетона при одном и том же классе.

Модуль сдвига бетона

$$G_b = E_b / [2(1 + \nu)]. \quad (1.15)$$

При коэффициенте поперечных деформаций $\nu = 0,2$ он равен примерно $0,4E_b$.

Мера ползучести бетона C_b принимается для определения деформации ползучести в зависимости от сжимающих напряжений в бетоне

$$\varepsilon_{pl} = C_b \sigma_b. \quad (1.16)$$

Из выражения (1.16)

$$C_b = \varepsilon_{pl} / \sigma_b = \varepsilon_{pl} / \varepsilon_e E_b$$

или

$$\text{или } C_b = \varphi E_b, \quad (1.17)$$

где φ — характеристика ползучести бетона $\varphi = \varepsilon_{pl} / \varepsilon_e = (1 - \nu) / \nu$.

Мера ползучести бетона зависит от его класса, уровня напряжений и является переменной во времени.

Для аналитического выражения линейной ползучести бетона приняты математические модели и разработаны различные теории ползучести, наибольшее признание из которых получили теория наследственности и теория старения. Тем не менее пользоваться полученными по этой теории уравнениями для практических расчетов железобетонных конструкций с учетом длительных процессов затруднительно, особенно при сложном напряженном состоянии (внецентренном сжатии, изгибе предварительно напряженных элементов и др.) и высоких уровнях напряжений. Поэтому на практике прибегают к различным приемам расчета, основанным на использовании ЭВМ и применении дискретных моделей с большим числом стерженьков-элементов, работающих на осевое сжатие или осевое растяжение в каждый момент времени линейно, в которых на каждой ступени загрузки принимается своя зависимость $\sigma_b - \varepsilon_b$ по средним опытным диаграммам.

1.1.7. Особенности физико-механических свойств некоторых видов бетона

Плотный силикатный бетон. Это бесцементный бетон автоклавного твердения, получаемый на основе известкового вяжущего (известково-песчаного, известково-шлакового и т. п.). Он относится к группе тяжелых бетонов, где заполнителями служат кварцевые пески; обладает хорошим сцеплением с арматурой и защищает ее от коррозии.

Начальный модуль упругости в сравнении с равнопрочным цементным бетоном в 1,5...2 раза меньше. Обладает меньшей ползучестью. Применяется для изготовления сборных железобетонных элементов зданий. В неблагоприятных условиях эксплуатации (усиленное воздействие атмосферных осадков, большие динамические нагрузки и т. п.) применение ограничено.

Кислотостойкий бетон. Это бетон, стойкий в условиях агрессивной среды (водной, содержащей кислоты, и паровоздушной, содержащей пары кислот). В зависимости от степени концентрации кислот в качестве вяжущих применяют пуццолановый портландцемент, шлаковый портландцемент, жидкое стекло. Применяется для конструкций подземных сооружений, покрытий некоторых цехов химической промышленности, цветной металлургии и т. п.

Полимербетон. В качестве вяжущего в полимербетоне применяют полимерные материалы (различные эмульсии, смолы и т. п.), существенно повышающие его прочность на сжатие и растяжение, улучшающие сцепление с арматурой, значительно повышающие стойкость в агрессивных средах. Несущие конструкции на основе армополимербетона получают применение в объектах химической, электрометаллургической, пищевой и других отраслях промышленности. Бетон, приготовленный на цементном вяжущем, а затем в конструкциях, подвергнутый последующей пропитке полимерными материалами по специально разработанной технологии — **бетон полимер**, также приобретает существенно улучшенные физико-механические свойства, в том числе малую ползучесть. Он находит применение при изготовлении напорных труб, дорожных плит, колонн, ригелей и др.

1.2. Арматура

1.2.1. Назначение и виды арматуры

Арматуру в железобетонных конструкциях устанавливают преимущественно для восприятия растягивающих усилий и усиления бетона сжатых зон конструкций. Необходимое количество арматуры определяют расчетом элементов конструкций на нагрузки и воздействия.

Арматура, устанавливаемая по расчету, называется рабочей; устанавливаемая по конструктивным и технологическим соображениям — монтажной. Монтажная арматура обеспечивает проектное положение рабочей арматуры в конструкции и более равномерно распределяет усилия между отдельными стержнями рабочей арматуры. Кроме того, монтажная арматура может воспринимать обычно не учитываемые расчетом усилия от усадки бетона, изменения температуры конструкции и т. п.

Рабочую и монтажную арматуру объединяют в арматурные изделия — сварные и вязаные сетки и каркасы, которые размещают в железобетонных элементах в соответствии с характером их работы под нагрузкой (рис. 1.16).

Арматуру классифицируют по четырем признакам.

В зависимости от технологии изготовления различают стержневую и проволочную арматуру. Под стержневой в данной классификации подразумевают арматуру любого диаметра в пределах $d=6...40$ мм, причем независимо от того, как она поставляется промышленностью — в прутках ($d \geq 12$ мм, длиной до 13 м) или в мотках (бунтах) ($d \leq 10$ мм, массой до 1300 кг).

В зависимости от способа последующего упрочнения горячекатаная арматура может быть термически упрочненной, т. е. подвергнутой термической обработке, или упрочненной в холодном состоянии — вытяжкой, волочением.

По форме поверхности арматура бывает периодического профиля и гладкой. Выступы в виде ребер на поверхности стержневой арматуры периодического профиля, рифы или вмятины на поверхности проволочной арматуры значительно улучшают сцепление с бетоном (рис. 1.17).

По способу применения при армировании железобетонных элементов различают напрягаемую арматуру, т. е.

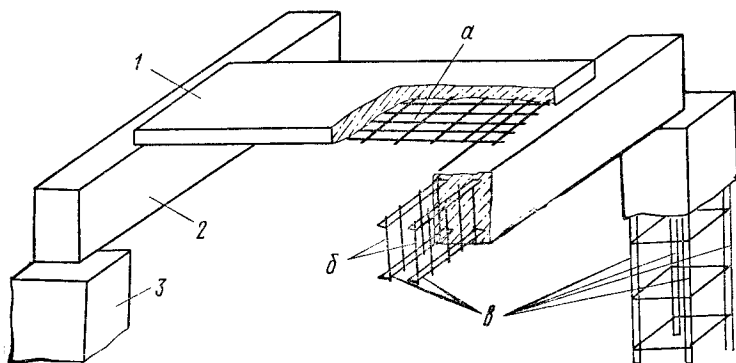


Рис. 1.16. Армирование железобетонных элементов
a — сетка; *б* — плоские каркасы; *в* — пространственный каркас; 1 — плита; 2 — балка; 3 — колонна

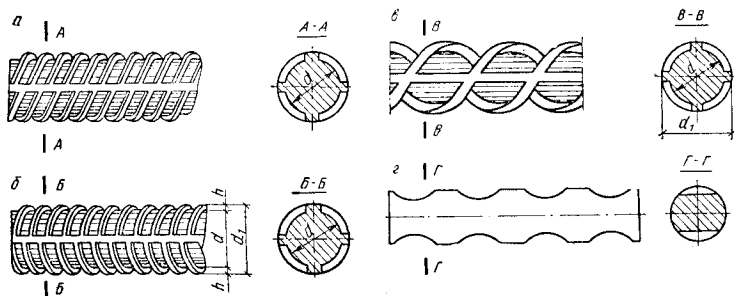


Рис. 1.17. Армирование периодического профиля
a — стержневая класса А-II; *б* — то же, А-III; *в* — улучшенный профиль А-IV, А-V; *г* — холоднодеформированная

подвергаемую предварительному натяжению, и ненапрягаемую.

1.2.2. Механические свойства арматурных сталей

Характеристики прочности и деформаций арматурных сталей устанавливаются по диаграмме $\sigma_s - \epsilon_s$, получаемой из испытания образцов на растяжение. Горячекатаная арматурная сталь, имеющая на диаграмме площадку текучести, обладает значительным удлинением после разрыва — до 25 % (мягкая сталь) (рис. 1.18, а). Напряжение, при котором деформации развиваются без за-

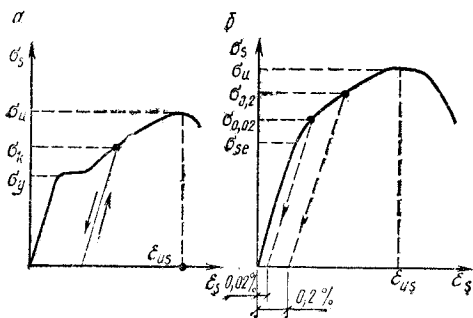


Рис. 1.18. Диаграммы σ_s — ϵ_s при растяжении арматурной стали

а — с площадкой текучести (мягкая сталь); б — с условным пределом текучести

метного увеличения нагрузки, называется физическим пределом текучести арматурной стали σ_y , напряжение в начале образования шейки, предшествующее разрыву, носит название временного сопротивления арматурной стали σ_u .

Повышение прочности горячекатаной арматурной стали и уменьшение удлинения при разрыве достигают введением в ее состав углерода и различных легирующих добавок: марганца, кремния, хрома и др. Содержание углерода свыше 0,3...0,5 % снижает пластичность и ухудшает свариваемость стали. Марганец повышает прочность стали без существенного снижения ее пластичности. Кремний, повышая прочность стали, ухудшает ее свариваемость. Содержание (каждой) легирующих добавок обычно составляет 0,6...2 %.

Существенного повышения прочности горячекатаной арматурной стали достигают термическим упрочнением или холодным деформированием. При термическом упрочнении осуществляются закалывание арматурной стали (нагревом до 800...900 °С и быстрым охлаждением), затем частичный отпуск (нагревом до 300...400 °С и постепенным охлаждением).

Высоколегированные и термически упрочненные арматурные стали переходят в пластическую стадию постепенно, что характеризуется отсутствием ярко выраженной площадки текучести на кривой (рис. 1.18, б). Для этих сталей устанавливают условный предел текучести — напряжение $\sigma_{0,2}$, при котором остаточные деформации составляют 0,2 %, а также условный предел упругости — напряжение $\sigma_{0,02}$, при котором остаточные деформации равны 0,02 %, и предел упругости $\sigma_{se} = 0,8\sigma_{0,2}$. Пластиче-

ские деформации арматурных сталей при напряжениях, превышающих предел упругости в диапазоне $\sigma_s = (0,8...1,3)\sigma_{0,2}$, могут быть определены по эмпирической зависимости

$$\epsilon_{sPl} = 0,25 (\sigma_s / \sigma_{0,2} - 0,8)^3 \quad (1.18)$$

Сущность упрочнения арматурной стали холодным деформированием состоит в следующем. При искусственной вытяжке в холодном состоянии до напряжения, превышающего предел текучести ($\sigma_k > \sigma_y$), под влиянием структурных изменений кристаллической решетки (наклепа) арматурная сталь упрочняется. При повторной вытяжке, поскольку пластические деформации уже выбраны, напряжение σ_k становится новым искусственно поднятым пределом текучести (см. рис. 1.18, а).

Вытяжка в холодном состоянии позволяет получать высокую прочность стержней большого диаметра. Многократное же волочение (через несколько последовательно уменьшающихся в диаметре отверстий) в холодном состоянии позволяет получать высокопрочную проволоку. При этом временное сопротивление значительно увеличивается, а удлинения при разрыве становятся малыми — 4...6 %. Чтобы получить структуру стали проволоки, необходимую для такого холодного волочения, выполняют патентирование — предварительную термообработку — нагрев до температуры порядка 800 °С с последующим специальным охлаждением. По такой технологии изготовляют высокопрочную проволоку классов В-II, Вр-II.

Пластические свойства арматурных сталей имеют большое значение для работы железобетонных конструкций под нагрузкой, механизации арматурных работ, удобства натяжения напрягаемой арматуры и др. Арматурная сталь обладает достаточной пластичностью, которая характеризуется относительным удлинением при испытании на разрыв образцов длиной, равной пяти диаметрам стержня (или 100 мм), а также оценивается испытанием их на изгиб в холодном состоянии вокруг оправки толщиной, равной 3...5 диаметров стержня. Понижение пластических свойств арматурной стали может стать причиной хрупкого (внезапного) разрыва арматуры в конструкциях под нагрузкой, хрупкого излома напрягаемой арматуры в местах резкого перегиба или при закреплении в захватках и т. п.

Полное относительное удлинение после разрыва δ (%)

устанавливается по изменению первоначальной длины образца, включающей длину шейки разрыва, а относительное равномерное удлинение после разрыва δ_p (%) — по изменению длины образца на участке, не включающем длину шейки разрыва. Минимально допустимое относительное удлинение и требования при испытании на холодный загиб установлены стандартами и техническими условиями.

Свариваемость арматурных сталей характеризуется надежностью соединения, отсутствием трещин и других пороков металла в швах и прилегающих зонах. Свариваемость имеет существенно важное значение для механизированного изготовления сварных сеток и каркасов, выполнения стыков стержневой арматуры, анкеров, различных закладных деталей и т. п. Хорошо свариваются горячекатаные малоуглеродистые и низколегированные арматурные стали. Нельзя сваривать арматурные стали, упрочненные термической обработкой или вытяжкой, так как при сварке утрачивается эффект упрочнения — происходят отпуск и потеря закалки термически упрочненных сталей, отжиг и потеря наклепа проволоки, упрочненной вытяжкой.

Хладноломкостью, или склонностью к хрупкому разрушению под напряжением при отрицательных температурах (ниже минус 30 °С), обладают горячекатаные арматурные стали периодического профиля некоторых видов — из полуспокойной мартеновской и конвертерной стали и др. Арматурные стали из высокопрочной проволоки и термически упрочненные обладают более низким порогом хладноломкости.

Реологические свойства арматурной стали характеризуются ползучестью и релаксацией. Ползучесть нарастает с повышением напряжений и ростом температуры. Релаксация (уменьшение напряжений) наблюдается в арматурных стержнях при неизменной длине — отсутствии деформаций. Релаксация зависит от механических свойств и химического состава арматурной стали, технологии изготовления и условий применения и др. Значительной релаксацией обладает упрочненная вытяжкой проволока, термически упрочненная арматура, а также высоколегированная стержневая арматура. Релаксация горячекатаных низколегированных арматурных сталей незначительна. Как показывают опыты, наиболее интенсивно релаксация развивается в течение первых часов,

однако она может продолжаться длительное время. Релаксация арматурной стали оказывает большое влияние на работу предварительно напряженных конструкций, так как приводит к частичной потере искусственно созданного предварительного напряжения.

Усталостное разрушение арматурной стали наблюдается при действии многократно повторяющейся нагрузки, оно носит характер хрупкого разрушения. Предел выносливости арматурной стали в железобетонных конструкциях зависит от числа повторений нагрузки n , характеристики цикла $\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$ качества сцепления и наличия трещин в бетоне растянутой зоны и др. С увеличением числа циклов предел выносливости уменьшается. Термически упрочненные арматурные стали имеют пониженный предел выносливости.

Динамическая прочность арматурной стали наблюдается при нагрузках большой интенсивности, действующих на сооружение за весьма короткий промежуток времени. В условиях высокой скорости деформирования арматурные стали работают упруго при напряжениях, превышающих физический предел текучести, при этом происходит запаздывание пластических деформаций. Превышение динамического предела текучести над пределом текучести при статическом нагружении связано с временем запаздывания. В меньшей степени динамическое упрочнение проявляется на условном пределе текучести $\sigma_{0,2}$ сталей легированных и термически упрочненных (не имеющих явно выраженной площадки текучести) и практически совсем не отражается на пределе прочности σ_u всех видов арматурных сталей, в том числе высокопрочной проволоки и изделий из нее.

Изменение структуры металла и снижение прочности арматурных сталей происходит при высокотемпературном нагреве. Так, при нагреве до 400°C предел текучести горячекатаной арматуры класса А-III уменьшается на 30 %, классов А-II и А-I — на 40 %, модуль упругости уменьшается на 15 %. Заметное проявление ползучести арматуры в конструкциях под нагрузкой наблюдается при температуре свыше 350°C . При нагреве происходят отжиг и потеря наклепа арматуры, упрочненной холодным деформированием, поэтому временное сопротивление у высокопрочной арматурной проволоки снижается интенсивнее, чем у горячекатаной арматуры. После нагрева и последующего охлаждения прочность горячека-

таной арматурной стали восстанавливается полностью, а прочность высокопрочной арматурной проволоки — лишь частично.

1.2.3. Классификация арматуры

Стержневая горячекатаная арматура в зависимости от ее основных механических характеристик подразделяется на шесть классов с условным обозначением: А-I, А-II, А-III, А-IV, А-V, А-VI (табл. 1.1). Термическому упрочнению подвергают стержневую арматуру четырех классов; упрочнение в ее обозначении отмечается дополнительным индексом «т»: Ат-III, Ат-IV, Ат-V, Ат-VI. Дополнительной буквой С указывается на возможность стыкования сваркой, буквой К — на повышенную коррозионную стойкость. Подвергнутая вытяжке в холодном состоянии стержневая арматура класса А-III, отмечается дополнительным индексом В.

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

Стержневая арматура всех классов имеет периодический профиль за исключением круглой (гладкой) арматуры класса А-I.

Физический предел текучести $\sigma_y = 230 \dots 400$ МПа имеет арматура классов А-I, А-II, А-III, условный предел текучести $\sigma_{0,2} = 600 \dots 1000$ МПа — высоколегированная арматура классов А-IV, А-V, А-VI и термически упрочненная арматура.

Относительное удлинение после разрыва зависит от класса арматуры. Значительным удлинением обладает арматура классов А-II, А-III ($\delta = 14 \dots 19$ %), сравнительно небольшим удлинением — арматура классов А-IV, А-V, А-VI и термически упрочненная всех классов ($\delta = 6 \dots 8$ %).

1.1. Классификация и механические характеристики арматуры

Наименование и класс арматуры	Марка стали	Диаметр поперечно-го сечения, мм	Предел текучести, МПа	Временное сопротивление, МПа	Относительное удлинение, %
Стержневая горячекатаная:					
круглая класса А-I	Ст3, ВСт3	6...40	230	380	25
периодического профиля классов:					
А-II	ВСт5 10ГТ 18Г2С	10...40 10...32 40...80	300	500	19
А-III	25Г2С 35ГС 32Г2Р	6...40 6...40 6...22	400	600	14
А-IV	20ХГ2Ц 80С	10...22 10...18	600	900	8
А-V	23Х2Г2Т	10...22	800	1050	7
А-VI	20Х2Г2СР	10...22	1000	1200	6
Стержневая термически упрочненная классов:					
Ат-IIIС	БСт5СП	10...38	400	600	—
Ат-IVС	25Г2С	10...28	600	900	8
Ат-V	20ГС	10...22	800	1050	7
Ат-VI	20ГС	10...22	1000	1200	6
Обыкновенная арматурная проволока периодического профиля класса Вр-I	—	3...5	—	550...525	—
Высокопрочная арматурная проволока:					
гладкая класса В-II	—	3...8	—	1900...1400	4...6
периодического профиля класса Вр-II	—	3...8	—	1800...1300	4...6
Арматурные канаты:					
класса К-7	—	6...15	—	1850...1650	—
класса К-19	—	14	—	1800	—

Модуль упругости стержневой арматуры E_s с ростом ее прочности несколько уменьшается и составляет: $2,1 \times 10^5$ МПа для арматуры классов А-I, А-II; $2 \cdot 10^5$ МПа — для арматуры классов А-III; $1,9 \cdot 10^5$ МПа — для арматуры классов А-IV, А-V, А-VI.

Арматурную проволоку диаметром 3...8 мм подразделяют на два класса: Вр-I — обыкновенная арматурная проволока (холоднотянутая, низкоуглеродистая), предназначенная главным образом для изготовления сварных сеток; В-II, Вр-II — высокопрочная арматурная проволока (многократно волооченная, углеродистая), применяемая в качестве напрягаемой арматуры предварительно напряженных элементов. Периодический профиль обозначается дополнительным индексом «р»: Вр-I, Вр-II.

Основная механическая характеристика проволоочной арматуры — ее временное сопротивление σ_u , которое возрастает с уменьшением диаметра проволоки. Для обыкновенной арматурной проволоки $\sigma_u = 550$ МПа, для высокопрочной проволоки $\sigma_u = 1300...1900$ МПа. Относительное удлинение после разрыва сравнительно невысокое — $\delta = 4...6$ %. Разрыв высокопрочной проволоки носит характер хрупкого разрушения. Модуль упругости арматурной проволоки классов В-II, Вр-II равен 2×10^5 МПа; класса Вр-I — $1,7 \cdot 10^5$ МПа; арматурных канатов — $1,8 \cdot 10^5$ МПа.

Сортамент арматуры (см. табл. 1.1 и прил. 6) составлен по номинальным диаметрам, что соответствует для стержневой арматуры периодического профиля диаметрам равновеликих по площади поперечного сечения круглых гладких стержней, для обыкновенной и высокопрочной арматурной проволоки периодического профиля — диаметру проволоки до профилирования.

1.2.4. Применение арматуры в конструкциях

В качестве ненапрягаемой арматуры применяют имеющие сравнительно высокие показатели прочности стержневую арматуру класса Ат-III, А-III, арматурную проволоку класса Вр-I. Возможно применение арматуры класса А-II, если прочность арматуры класса А-III не полностью используется в конструкции из-за чрезмерных деформаций или раскрытия трещин. Арматуру класса А-I можно применять в каче-

стве монтажной, а также для хомутов вязанных каркасов, поперечных стержней сварных каркасов.

В качестве напрягаемой рекомендуется применять стержневую термически упрочненную арматуру, классов Ат-VI, Ат-V, Ат-IVС, горячекатаную арматуру классов А-VI, А-V и А-IV; для элементов длиной свыше 12 м целесообразно использовать арматурные канаты и высокопрочную проволоку, допускается применять стержни классов А-IV, А-V.

В конструкциях, предназначенных для эксплуатации при отрицательных температурах ниже -30°C (на открытом воздухе и в неотапливаемых помещениях), не применяют арматурные стали, подверженные хладноломкости: класса А-II марки ВСт5пс2 и класса А-IV марки 80С.

При выборе арматурной стали для применения в конструкциях учитывают ее свариваемость. Хорошо свариваются контактной сваркой горячекатаная арматура классов от А-I до А-VI, Ат-IIIС, Ат-IVС и обыкновенная арматурная проволока в сетках. Нельзя сваривать термически упрочненную арматуру классов Ат-V, Ат-VI и высокопрочную проволоку, так как сварка приводит к утрате эффекта упрочнения.

1.2.5. Арматурные сварные изделия

Сварные сетки изготовляют по стандарту из обыкновенной арматурной проволоки диаметром 3...5 мм и арматуры класса А-III диаметром 6...10 мм. Сетки бывают рулонные и плоские (рис. 1.19). В рулонных сетках наибольший диаметр продольных стержней — 7 мм. Рабочей арматурой служат продольные или поперечные стержни сетки, распределительной (монтажной) — сетки, расположенные перпендикулярно рабочим. В качестве рабочей арматуры можно также использовать одновременно стержни сеток обоих направлений. Ширина сетки ограничена размером 3800 мм, длина — массой рулона 900...1300 кг, причем длину сетки принимают по проекту, но не более 9000 мм. Основные параметры сеток в условных обозначениях (рис. 1.19, прил. 7):

$$\frac{D-v}{d-u} A\bar{L} \frac{c_1-c_2}{k},$$

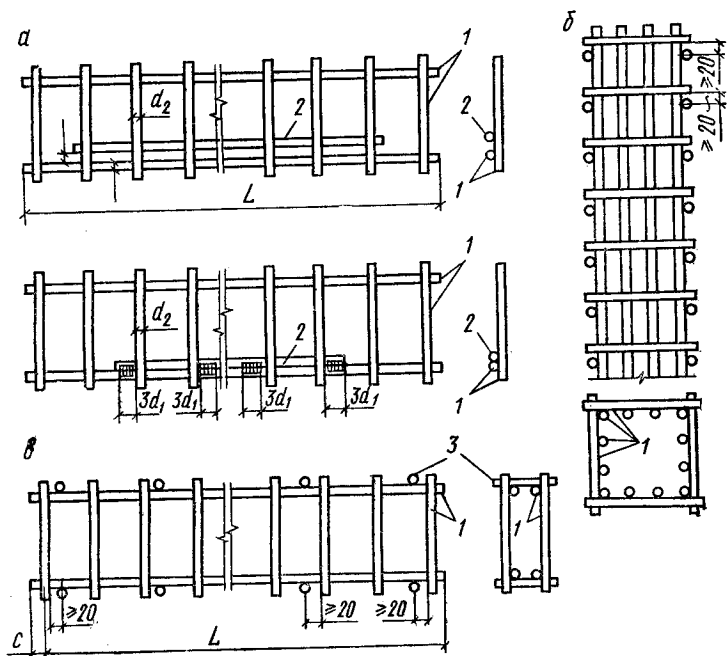


Рис. 1.20. Арматурные каркасы

а — плоские; *б* — пространственный, образованный из плоских каркасов; *в* — то же, образованный из плоских каркасов с применением соединительных стержней; 1 — продольные и поперечные стержни плоских каркасов; 2 — дополнительные продольные стержни; 3 — соединительные стержни пространственного каркаса

бочих стержней и привариваемых к ним поперечных стержней (рис. 1.20, а). Концевые выпуски продольных и поперечных стержней каркаса должны быть не менее $0,5d_1 + d_2$ или $0,5d_2 + d_1$ и не менее 20 мм. Пространственные каркасы конструируют из плоских каркасов (рис. 1.20, б), в ряде случаев применяя соединительные стержни (рис. 1.20, в).

Качество точечной электросварки каркасов зависит от соотношения диаметров свариваемых поперечных и продольных стержней, которое должно быть не менее $\frac{1}{3} \dots \frac{1}{4}$. Наименьшее расстояние между осями свариваемых стержней также зависит от диаметров стержней. Данные для проектирования каркасов по условиям технологии сварки приведены в прил. 9.

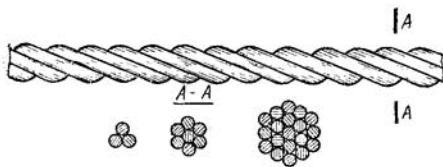


Рис. 1.21. Арматурные канаты

Показаны сечения 3-, 7- и 19-проволочного канатов

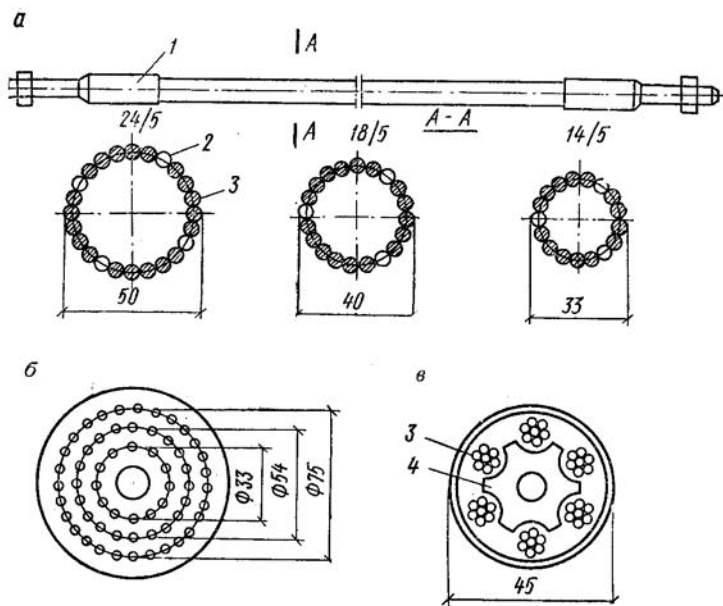


Рис. 1.22. Арматурные пучки

a — однорядные; *б* — многорядные; *в* — с применением 7-проволочных канатов; 1 — анкер; 2 — коротыши; 3 — канат; 4 — распределительная звездочка; показаны сечения 14-, 18- и 24-проволочных пучков

1.2.6. Арматурные проволочные изделия

Напрягаемую арматуру предварительно напряженных конструкций изготовляют из отдельных стержней или проволок, объединяемых в арматурные изделия — канаты и пучки.

Арматурный канат — наиболее эффективная напрягаемая арматура; он состоит из группы проволок, свитых так, чтобы было исключено их раскручивание (рис. 1.21). Вокруг центральной прямолинейной проволоки по

спирали в одном или в нескольких концентрических слоях располагают проволоки одного диаметра. В процессе изготовления каната проволоки деформируются и плотно прилегают друг к другу. Периодический профиль арматурных канатов обеспечивает их надежное сцепление с бетоном, а большая длина делает возможным их применение в длиномерных конструкциях без стыков. Арматурные канаты класса $k-n$ изготовляют из большого числа тонких проволок диаметром 1...3 мм. Применяют их в качестве напрягаемой арматуры для крупных сооружений. Так как они обладают повышенной деформативностью, их подвергают предварительной обтяжке, чтобы уменьшить неупругие деформации.

Арматурные пучки состоят из параллельно расположенных высокопрочных проволок (рис. 1.22) Проволоки (14, 18 и 24 шт.) располагают по окружности с зазорами, обеспечивающими проникание цементного раствора внутрь пучка, и обматывают мягкой проволокой. В более мощных арматурных пучках вместо отдельных проволок применяют параллельно расположенные канаты. В многорядных пучках число отдельных проволок диаметром 4...5 мм достигает 100 шт. Арматурные пучки промышленностью не поставляются; их изготовляют на строительных площадках или на предприятиях строительной индустрии.

1.2.7. Соединение арматуры

Сварные стыки арматуры. Основным видом соединения арматурных стержней является сварное соединение встык, которое в заводских условиях и на монтаже выполняется различными способами.

В заводских условиях для соединения стержневой арматуры классов от А-I до А-VI, Ат-III, Ат-IVC (например, для соединения заготовок арматурных стержней, приварки коротышей большого диаметра и т. п.) применяют контактную сварку (рис. 1.23, а). При этом отношение диаметров соединяемых стержней $d_1/d_2 \geq 0,85$, а наименьший диаметр стержня $d_1 = 10$. Допускается при использовании специальной технологии сварки отношение $d_1/d_2 = 0,5$.

На монтаже для соединения стержневой арматуры классов А-I, А-II, А-III, Ат-III (например, для сое-

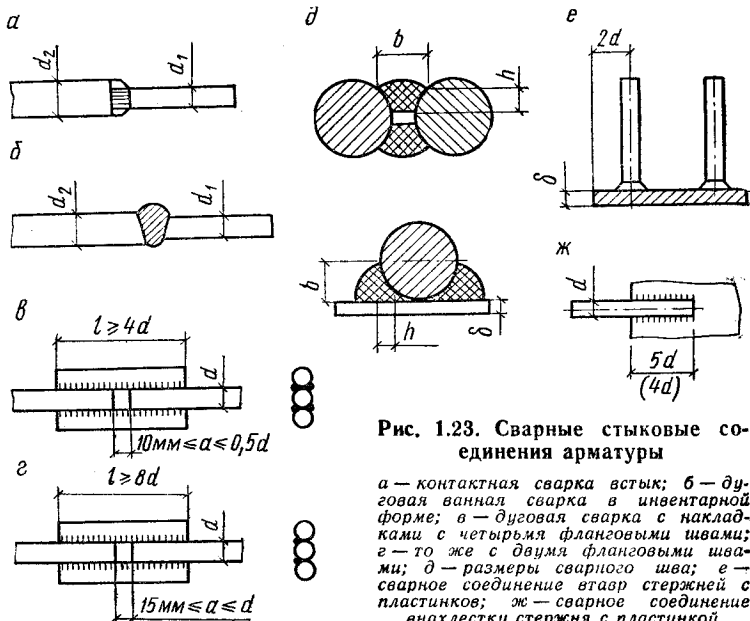


Рис. 1.23. Сварные стыковые соединения арматуры

а — контактная сварка встык; *б* — дуговая ванная сварка в инвентарной форме; *в* — дуговая сварка с накладками с четырьмя фланговыми швами; *г* — то же с двумя фланговыми швами; *д* — размеры сварного шва; *е* — сварное соединение втавр стержней с пластинок; *ж* — сварное соединение внахлестку стержня с пластиной

динения выпусков арматуры сборных железобетонных элементов) применяют дуговую ванную сварку в инвентарных формах (рис. 1.23, б). Если диаметр соединяемых стержней $d < 20$ мм, то применяют дуговую сварку стержней с накладками, выполняя четыре фланговых шва $l = 4d$ (рис. 1.23, в) или два шва с одной стороны удлиненной накладки (рис. 1.23, г). При этом должны быть соблюдены следующие требования к размерам сварного шва: $4 \text{ мм} \leq h = 0,25d$; $10 \text{ мм} \leq b = 0,5d$ (рис. 1.23, д).

Соединение стержней втавр с пластиной толщиной $\delta = 0,75d$ (из листовой или полосовой стали) выполняют автоматической дуговой сваркой под флюсом (рис. 1.23, е). Соединение внахлестку арматурных стержней $d = 8..40$ мм с пластиной или с плоскими элементами проката выполняют дуговой сваркой фланговыми швами (рис. 1.23, ж).

Стыки арматуры внахлестку без сварки. Стержневую арматуру классов А-I, А-II, А-III допускается соединять внахлестку без сварки с перепуском концов стержней на 20...50 диаметров в тех местах железобетонных элементов, где прочность арматуры используется не полностью.

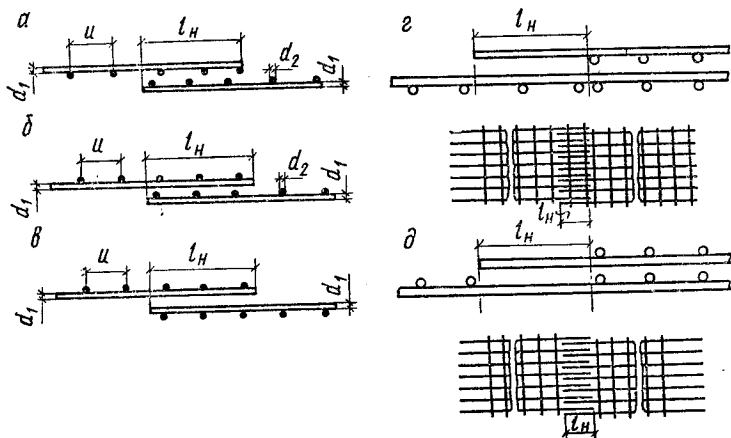
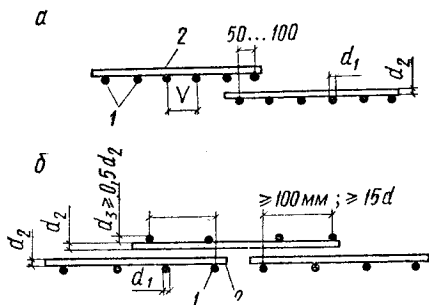


Рис. 1.24. Стыки сварных сеток в направлении рабочей арматуры
а — при гладких стержнях, когда поперечная арматура расположена в одной плоскости; *б*, в — то же, когда поперечные стержни расположены в разных плоскостях; *г* — при стержнях периодического профиля, когда в пределах стыка поперечные стержни отсутствуют в одном стыкуемом изделии; *д* — то же, когда в пределах стыка поперечные стержни отсутствуют в двух стыкуемых изделиях; *u* — шаг поперечных стержней; l_H — длина перепуска сеток; d_1 , d_2 — соответственно диаметры рабочей и поперечной арматуры

Рис. 1.25. Стыки сварных сеток в направлении нерабочей (распределительной) арматуры

а — внахлестку; *б* — с дополнительными стыковыми сетками; 1 — рабочие стержни; 2 — распределительные стержни



Однако такой вид соединения стержневой арматуры вследствие излишнего расхода стали и несовершенства конструкции стыка применять не рекомендуется.

Внахлестку можно выполнять стыки сварных сеток в направлении рабочей арматуры (рис. 1.24). Рабочие стержни соединяемых сеток располагают в разных плоскостях или в одной плоскости. В каждой из соединяемых в растянутой зоне сеток на длине нахлестки должно быть расположено не менее двух поперечных стержней,

приваренных ко всем продольным стержням сетки. Если рабочей арматурой сеток являются стержни периодического профиля, то одна из соединяемых сеток или обе сетки в пределах стыка могут быть без приваренных поперечных стержней. Необходимую длину перепуска (нахлестки) сеток для создания необходимой заделки устанавливают по формуле (1.20), приведенной далее. Стыки сварных сеток в нерабочем направлении (когда соединяется распределительная арматура) также выполняют внахлестку (рис. 1.25). Длину перепуска принимают равной 50 мм при диаметре распределительной арматуры до 4 мм и равной 100 мм при диаметре распределительной арматуры более 4 мм. Эти же стыки при диаметре рабочей арматуры 16 мм и более осуществляют укладкой дополнительных стыковых сеток с перепуском распределительной арматуры в каждую сторону на 15 диаметров, но не менее 100 мм.

Стыки плоских сварных каркасов внахлестку допускаются при одностороннем расположении продольных стержней и выполняются в направлении рабочей арматуры; при этом на длине стыка устанавливают дополнительные хомуты или поперечные стержни с шагом не более 5 диаметров продольной арматуры. Стыки плоских каркасов, как и сеток, в конструкциях следует располагать вразбежку.

1.2.8. Неметаллическая арматура

В целях экономии металла проводятся исследования по созданию неметаллической, в частности стеклопластиковой арматуры конструкций. Стеклопластиковую арматуру получают из тонких стекловолокон, объединяемых в арматурный стержень с помощью связующих пластиков из синтетических смол. Такие арматурные стержни обладают хорошим сцеплением с бетоном, высокой прочностью на разрыв (до 1800 МПа), но имеют низкий модуль упругости (45 000 МПа). Высокая прочность и низкий модуль упругости определяют целесообразность применения стеклопластиковой арматуры для предварительно напряженных конструкций. К недостаткам стеклопластиковой арматуры относятся склонность к разрушению от щелочных реакций и старение, характеризующееся снижением прочности во времени.

1.3. Железобетон

1.3.1. Особенности заводского производства

Общие сведения. Проектируя железобетонные элементы, предусматривают возможность высокопроизводительного труда при их изготовлении на специальных заводах и удобного монтажа на строительных площадках путем выбора оптимальных габаритов, экономичных форм сечения, рациональных способов армирования. Конструктивное решение элементов и технология заводского изготовления находятся в тесной взаимосвязи. Элементы, конструкция которых допускает их массовое изготовление на заводе или полигоне с использованием высокопроизводительных машин и механизмов без трудоемких ручных операций, являются технологичными. Производство сборных железобетонных элементов ведут по нескольким технологическим схемам.

Конвейерная технология. Элементы изготовляют в формах, установленных на вагонетках и перемещаемых по рельсам конвейера от одного агрегата к другому. По мере продвижения вагонетки последовательно выполняют необходимые технологические операции: установку армированных каркасов, натяжение арматуры предварительно напряженных элементов, установку вкладышей-пустотообразователей для элементов с пустотами, укладку бетонной смеси и ее уплотнение, извлечение вкладышей, термовлажностную обработку изделия для ускорения твердения бетона. Все формы-вагонетки перемещаются в установленном принудительном ритме. Высокопроизводительную конвейерную технологию применяют на крупных заводах при массовом выпуске элементов относительно малой массы.

Поточно-агрегатная технология. Технологические операции выполняют в соответствующих цехах завода. При этом агрегаты, выполняющие необходимые технологические операции, неподвижны, а форма с изделием перемещается от одного агрегата к другому кранами. Технологический ритм перемещения форм заранее не установлен и не является принудительным.

Стендовая технология. Ее особенность состоит в том, что изделия в процессе изготовления и тепловой обработки остаются неподвижными, а агрегаты, выполняющие технологические операции, перемещаются вдоль

форм. Такие стенды оборудованы передвижными кранами, подвижными бетоноукладчиками, а также вибраторами для уплотнения бетонной смеси. Элементы изготовляют в гладких или профилированных формах (матрицах или кассетах). По стендовой технологии изготовляют крупноразмерные и предварительно напряженные элементы промышленных зданий (фермы, балки покрытий, подкрановые балки, колонны и др.).

При изготовлении плит перекрытий и панелей стен гражданских зданий широко применяется кассетный способ, являющийся разновидностью стендовой технологии. Элементы изготовляют на неподвижном стенде в пакете вертикальных металлических кассет, вмещающем одновременно несколько панелей. Сборка и разборка кассет механизированы. Арматурные каркасы размером на панель устанавливают в отсеках кассеты, а затем укладывают подвижную бетонную смесь, подаваемую пневматическим транспортом по трубам. Формование изделий в вертикальном положении дает ровную и гладкую поверхность плит и панелей.

Вибропрокатная технология. Плиты перекрытий и панели стен формируют на непрерывно движущейся ленте, гладкая или рифленая поверхность которой образует форму изделия. После укладки арматурного каркаса бетонную смесь, поданную на ленту, вибрируют и уплотняют с помощью расположенных сверху валков. Последовательно прокатываемые изделия, укрытые сверху и подогреваемые снизу, за время перемещения по ленте (в течение нескольких часов) набирают необходимую прочность и после охлаждения на стеллажах транспортируются на склад готовой продукции. Технологические операции подчинены единому ритму — скорости движения формирующей ленты.

Изготовить весь комплект сборных изделий, необходимых для возведения здания, по одной технологической схеме нельзя. Поэтому на заводах сборных железобетонных изделий одновременно используют несколько технологических схем. Разработка новых прогрессивных конструкций в ряде случаев вызывает необходимость совершенствования технологической схемы или создания новой технологии, что, в свою очередь, может потребовать определенного приспособления конструкции к технологическим требованиям.

1.3.2. Средняя плотность железобетона

Средняя плотность тяжелого железобетона при укладке бетонной смеси с вибрированием должна составить 2500 кг/м^3 , при укладке бетонной смеси без вибрирования — 2400 кг/м^3 . При значительном содержании арматуры (свыше 3 %) плотность железобетона определяют как сумму масс бетона и арматуры в 1 м^3 объема конструкции. Среднюю плотность легкого железобетона определяют так же.

1.3.3. Предварительно напряженный железобетон и способы создания предварительного напряжения

Предварительно напряженными называют такие железобетонные конструкции, в которых в процессе изготовления искусственно создают значительные сжимающие напряжения в бетоне натяжением высокопрочной арматуры. Начальные сжимающие напряжения создают в тех зонах бетона, которые впоследствии под воздействием нагрузок испытывают растяжение. При этом повышается трещиностойкость конструкции и создаются условия для применения высокопрочной арматуры, что приводит к экономии металла и снижению стоимости конструкции.

Удельная стоимость арматуры η , характеризуемая отношением ее цены Π (руб/т) к расчетному сопротивлению R_s (МПа), снижается с увеличением прочности арматуры (рис. 1.26). Поэтому высокопрочная арматура значительно выгоднее обычной. Однако применять высокопрочную арматуру в конструкциях без предварительного напряжения нельзя, так как при высоких растягивающих напряжениях в арматуре и соответствующих деформациях удлинения в растянутых зонах бетона появляются трещины значительного раскрытия, лишаящие конструкцию необходимых эксплуатационных качеств.

Суть использования предварительно напряженного железобетона в конструкциях — экономический эффект, достигаемый применением высокопрочной арматуры; высокая трещиностойкость и как следствие повышенная жесткость, лучшее сопротивление динамическим нагрузкам, коррозионная стойкость, долговечность.

В предварительно напряженной балке под нагрузкой

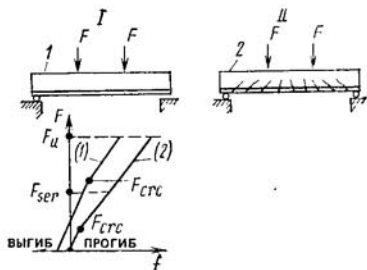
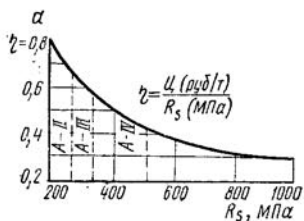


Рис. 1.26. Зависимость удельной стоимости арматурной стали от ее прочности

A-I...A-IV — классы сталей

Рис. 1.27. Диаграмма нагрузка F — прогиб f

I — предварительно напряженная балка; II — балка без предварительного напряжения

Рис. 1.28. Способы создания предварительного напряжения бетона

a — натяжение арматуры на упоры (принципиальная схема); б — готовый элемент; в — натяжение арматуры на упоры при непрерывном армировании; г — натяжение арматуры на бетон (принципиальная схема); д — готовый элемент; 1 — форма; 2 — арматура; 3 — упор; 4 — домкрат; 5 — затвердевший бетон; 6 — поддон; 7 — штыри поддона; 8 — трубки; 9 — зажим; 10 — канал; 11 — анкер; 12 — заштыцеванный канал

(рис. 1.27, а) бетон испытывает растягивающие напряжения только после погашения начальных сжимающих напряжений. При этом сила F_{crc} , вызывающая образование трещин или ограниченное по ширине их раскрытие, превышает нагрузку, действующую при эксплуатации F_{ser} . С увеличением нагрузки на балку до предельного разрушающего значения F_u напряжения в арматуре и бетоне достигают предельных значений. В аналогичной балке без предварительного напряжения (рис. 1.27, б) нагрузка $F_{crc} < F_{ser}$, но разрушающая нагрузка F_u для обеих балок близка по значению, поскольку предельные напряжения в арматуре и бетоне этих балок одинаковы.

Таким образом, железобетонные предварительно напряженные элементы работают под нагрузкой без трещин или с ограниченным по ширине их раскрытием $F_{ser} < F_{crc} < F_u$, а конструкции без предварительного напряжения — при наличии трещин ($F_{crc} < F_{ser} < F_u$) и при больших значениях прогибов (рис. 1.27, в). В этом различие конструкций предварительно напряженных и без предварительного напряжения с вытекающими отсюда особенностями их расчета, конструирования и изготовления.

В производстве предварительно напряженных элементов возможны два способа создания предварительного напряжения: натяжение арматуры на упор и натяжение ее на бетон. При натяжении на упоры арматуру заводят в форму до бетонирования элемента, один конец ее закрепляют в упоре, другой — натягивают домкратом или другим приспособлением до заданного контролируемого напряжения (рис. 1.28, а). После приобретения бетоном необходимой кубиковой прочности перед обжатием R_{br} арматуру отпускают с упоров. Арматура при восстановлении упругих деформаций в условиях сцепления с бетоном обжимает окружающий бетон (рис. 1.28, б). При так называемом непрерывном армировании форму укладывают на поддон, снабженный штырями, арматурную проволоку специальной навивочной машиной с заданным усилием навивают на трубки, надетые на штыри поддона, и конец ее закрепляют плашечным зажимом (рис. 1.28, в). После того как бетон наберет необходимую прочность, изделие с трубками снимают со штырей поддона, при этом арматура обжимает бетон.

Стержневую арматуру можно натягивать на упоры электротермическим способом. Стержни с высаженными головками разогревают электрическим током до 300... 350 °С, заводят в форму и закрепляют концами в упорах форм. При восстановлении начальной длины в процессе остывания арматура натягивается на упоры. Арматуру можно натягивать также электротермомеханическим способом.

При натяжении на бетон сначала изготавливают бетонный или слабоармированный элемент (рис. 1.28, г), затем при достижении бетоном прочности R_{br} создают в нем предварительное сжимающее напряжение. Напрягаемую арматуру заводят в каналы или в пазы, оставляемые при бетонировании элемента, и натягивают на

бетон (рис. 1.28, д). При этом способе напряжения в арматуре контролируют после окончания обжата бетона. Каналы в бетоне, превышающие диаметр арматуры на 5...15 мм, создают укладкой извлекаемых впоследствии пустообразователей (стальных спиралей, резиновых трубок и т. п.) или оставляемых в бетоне гофрированных стальных трубок и др. Сцепление арматуры с бетоном создается после обжата инъецированием — нагнетанием в каналы цементного теста или раствора под давлением через заложенные при изготовлении элемента тройники — отводы. Если напрягаемую арматуру располагают с внешней стороны элемента (кольцевая арматура трубопроводов, резервуаров и т. п.), то навивку ее с одновременным обжатием бетона выполняют специальными навивочными машинами. В этом случае на поверхность элемента после натяжения арматуры наносят торкретированием (под давлением) защитный слой бетона.

Натяжение на упоры как более индустриальное является основным способом в заводском производстве. Натяжение на бетон применяется главным образом для крупноразмерных конструкций и при соединении их на монтаже.

1.3.4. Сцепление арматуры с бетоном

В железобетонных конструкциях скольжение арматуры в бетоне под нагрузкой не происходит благодаря сцеплению материалов. Прочность сцепления арматуры с бетоном оценивают сопротивлением выдергиванию или вдавливанию арматурных стержней, заанкерованных в бетоне (рис. 1.29, а). По опытным данным, прочность сцепления зависит от следующих факторов: зацепления в бетоне выступов на поверхности арматуры периодического профиля (рис. 1.29, б); сил трения, развивающихся при контакте арматуры с бетоном под влиянием его усадки; склеивания арматуры с бетоном, возникающего благодаря клеящей способности цементного геля. Наибольшее влияние на прочность сцепления оказывает первый фактор: он обеспечивает около $\frac{3}{4}$ общего сопротивления скольжению арматуры в бетоне; если арматура гладкая и круглая, сопротивление скольжению уменьшается. Прочность сцепления возрастает с повышением класса бетона, уменьшением водоцементного отношения, а также с увеличением возраста бетона. Исследования пока-

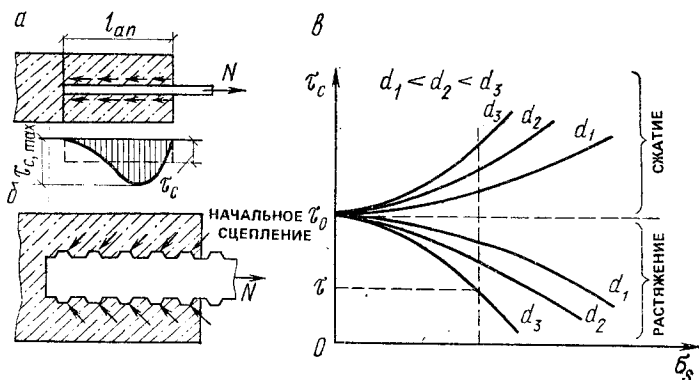


Рис. 1.29. Сцепление арматуры с бетоном

а — гладкой; *б* — периодического профиля; *в* — зависимость напряжений сцепления от диаметра стержня

зали, что распределение напряжений сцепления арматуры с бетоном по длине заделки стержня неравномерно; наибольшее напряжение сцепления $\tau_{c\max}$, не зависит от длины анкеровки стержня $l_{ан}$. Среднее напряжение сцепления определяют как частное от деления усилия в стержне N на площадь заделки.

$$\tau_c = N / (l_{ан} u), \quad (1.19)$$

где u — периметр сечения стержня (для гладкой арматуры при средних классах бетона $u \approx 2,5 \dots 4$ МПа).

При недостаточной заделке к концам стержней приваривают коротыши или шайбы (по концам стержней из гладкой стали класса А-1 устраивают крюки).

При вдавливании арматурного стержня в бетон прочность сцепления больше, чем при его выдергивании вследствие сопротивления окружающего слоя бетона поперечному расширению сжимаемого стержня. С увеличением диаметра стержня и напряжения в нем σ_s прочность сцепления при сжатии возрастает, а при растяжении уменьшается (рис. 1.29, в). Отсюда следует, что для лучшего сцепления арматуры с бетоном при конструировании железобетонных элементов диаметр растянутых стержней следует ограничивать.

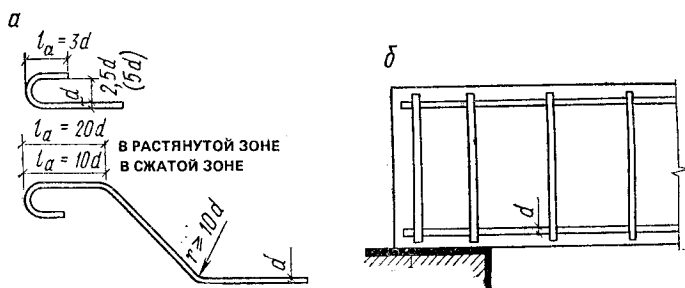


Рис. 1.30. Анкер ненапрягаемой арматуры

a — круглых гладких стержней; *б* — стержней периодического профиля на свободной опоре балки

1.3.5. Анкеровка арматуры в бетоне

В железобетонных конструкциях закрепление концов арматуры в бетоне — анкеровка — достигается запуском арматуры за рассматриваемое сечение на длину зоны передачи усилий с арматуры на бетон (обусловленную сцеплением арматуры с бетоном), а также с помощью анкерных устройств.

Ненапрягаемая арматура из гладких стержней класса А-1 снабжена на концах анкерами в виде полукруглых крюков диаметром $2,5d$, а в конструкциях из бетонов на пористых заполнителях — диаметром $5d$ (рис. 1.30, *a*). Анкерами гладких стержней в сварных сетках и каркасах служат стержни поперечного направления, поэтому их применяют без крюков на концах. Также не имеют крюков на концах арматурные стержни периодического профиля, обладающие значительно лучшим сцеплением с бетоном.

Ненапрягаемую арматуру периодического профиля заводят за нормальное к продольной оси элемента сечение, в котором она учитывается с полным расчетным сопротивлением, на длину зоны анкеровки

$$l_{an} = [\omega_{an} (R_s/R_b) + \Delta\lambda_{an}] d, \quad (1.20)$$

но не менее $l_{an} = \lambda_{an} d$,

где ω_{an} , $\Delta\lambda_{an}$, λ_{an} — коэффициенты, определенные по табл. 1.2; R_s — расчетное сопротивление арматуры (см. гл. 2); R_b — расчетное сопротивление бетона осевому сжатию (см. гл. 2); d — диаметр стержня,

1.2. К определению длины анкеровки $l_{ан}$ ненапрягаемых стержней периодического профиля

Напряженное состояние арматуры и условия анкеровки	$\omega_{ан}$	$\Delta\lambda_{ан}$	$\lambda_{ан}$	Допустимое минимальное значение $l_{ан}$ мм, не менее
Анкеровка растянутой арматуры в растянутом бетоне	0,7	11	20	250
Анкеровка сжатой или растянутой арматуры в сжатом бетоне	0,5	8	12	200

Если в нормальном к продольной оси элемента сечении стержни используются с неполным расчетным сопротивлением, то при определении $l_{ан}$ значение R_s умножают на коэффициент, равный отношению площади сечения арматуры, необходимой при полном использовании расчетного сопротивления, к площади сечения фактически имеющейся арматуры.

На крайних свободных опорах изгибаемых элементов продольные растянутые стержни заводят для анкеровки за внутреннюю грань опоры на длину не менее $10d$; а если наклонные трещины в растянутой зоне не образуются — то на длину не менее $5d$ (рис. 1.30, б).

Напрягаемую арматуру — стержни периодического профиля или арматурные канаты — при натяжении на упоры и достаточной прочности бетона применяют в конструкциях без специальных анкеров; при натяжении на бетон (арматурные пучки) или на упоры в условиях недостаточного сцепления с бетоном (гладкая высокопрочная проволока) — со специальными анкерами. Длину зоны анкеровки напрягаемой арматуры без анкеров принимают равной длине зоны передачи напряжений с арматуры на бетон по формуле

$$l_p = [\omega_p (\sigma_{sp}/R_{bp}) + \lambda_p] d, \quad (1.21)$$

где ω_p, λ_p — коэффициенты, определяемые по табл. 1.3; R_{bp} — передаточная прочность бетона (кубиковая прочность бетона к моменту обжатия); σ_{sp} — предварительное напряжение в арматуре с учетом потерь (принимают равным большему из значений; R_c или σ_{sp}).

Для элементов из легкого бетона классов В7,5—В12,5 значения ω_p и λ_p по табл. 1.3, увеличивают в 1,4 раза. Для стержней периодического профиля всех видов значение l_p принимают не менее $15d$. При мгновенной

1.3. К определению длины зоны передачи напряжений l_p напрягаемой арматуры без анкеров

Вид и класс арматуры	Значение коэффициента	
	ω_p	λ_p
Стержневая периодического профиля (независимо от класса и диаметра)	0,25	10
Высокопрочная проволока класса Вр-II		
диаметром, мм:		
5	1,4	40
4	1,4	50
3	1,4	60
Арматурные канаты класса К-7 диаметром, мм:		
15	1,0	25
12	1,1	25
9	1,25	30
6	1,4	40
То же, класса К-19 диаметром 14 мм	1,0	25

передаче усилия обжатия на бетон для стержней периодического профиля диаметром до 18 мм (срезаемых с натяжных приспособлений упоров форм при отпуске натяжения) значения ω_p и λ_p увеличивают в 1,25 раза.

Предварительное напряжение в арматуре считается изменяющимся линейно от нуля у края элемента до полного значения в сечении, расположенном на расстоянии l_p от края элемента (рис. 1.31). Для того чтобы бетон при передаче на него усилий с напрягаемой арматуры не раскалывался, концы элементов усиливают закладными деталями с анкерными стержнями, хомутами и т. п.

Для захвата, натяжения и закрепления на упорах канатов и стержневой арматуры периодического профиля применяют специальные цанговые захваты; кроме того, для стержневой арматуры используют приваренные коротыши или шайбы, нарезку накатом без ослабления сечения, высаженные головки правильной формы или неправильной формы со втулкой (рис. 1.32).

Анкеры при натяжении арматуры на бетон должны обеспечивать надежную передачу усилий. В местах расположения анкеров у концов элементов бетон усиливают дополнительными хомутами, сварными сетками, спиралями, а для равномерной передачи усилий с арматуры на бетон под анкерами размещают стальные плиты.

Заводской гильзовый анкер арматурного пучка состо-

Рис. 1.31. Схема линейного изменения предварительного напряжения арматуры на длине зоны передачи усилий на бетон

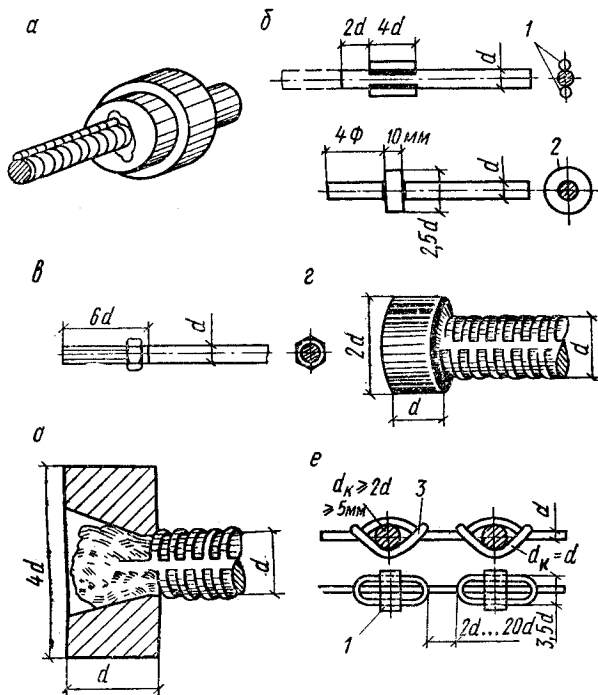
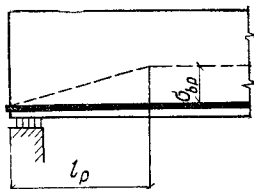


Рис. 1.32. Анкеровка напрягаемой арматуры

a — конусный захват для канатов и стержней; *b* — коротыши 1 и шайбы 2, приваренные к стержням; *в* — гайка на нарезке накатом конца стержня; *г* — высаженная головка правильной формы; *д* — высаженная головка со втулкой; *е* — коротыши 1 и петли 3 для анкерной гладкой высокопрочной проволоки

ит из стержня с нарезкой, заведенного внутрь пучка, и гильзы из мягкой стали, надетой поверх пучка (рис. 1.33, *a*). При протяжке через обжимное кольцо металл гильзы течет и запрессовывает проволоки пучка (рис. 1.33, *б*). Закрепление этого анкера после натяжения ар-

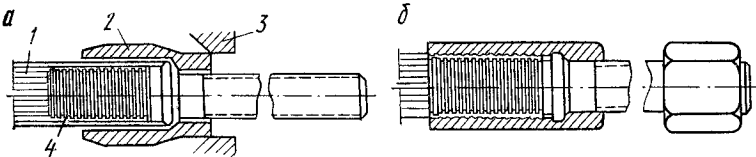


Рис. 1.33. Гильзовый анкер

а — до запрессовки пучка; б — после запрессовки; 1 — пучок; 2 — гильза; 3 — обжимное кольцо; 4 — стержень с нарезкой

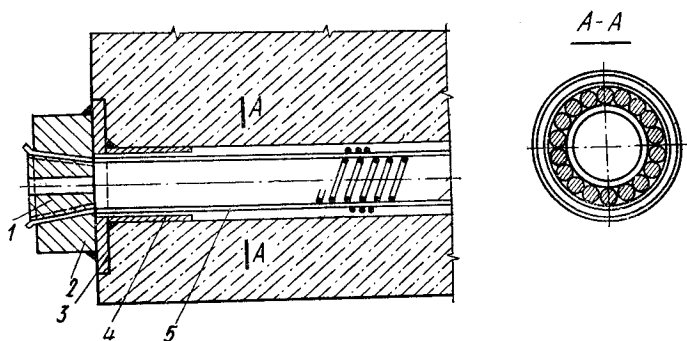


Рис. 1.34. Анкер с колодкой и конической пробкой для закрепления однопрядного арматурного пучка (натяжение на бетон домкратом двойного действия)

1 — коническая пробка; 2 — колодка; 3 — стальная плита; 4 — патрубок; 5 — арматурный пучок

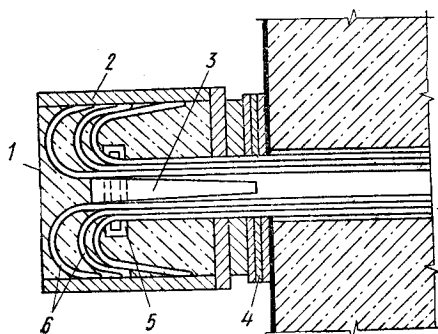


Рис. 1.35. Анкер стаканного типа для закрепления мощного арматурного пучка (натяжение на бетон)

1 — бетон, обеспечивающий запрессовку пучка в анкере; 2 — стальной стакан с приваренным дном; 3 — конический стальной стержень; 4 — стальные шайбы; 5 — кольцо; 6 — крюки на концах проволоки

матурного пучка на бетон домкратом производится гайкой концевого стержня, затягиваемой до упора в торец элемента.

Анкер, в котором арматурный пучок закрепляют стальной конической пробкой в процессе натяжения домкратом двойного действия, создают следующим образом (рис. 1.34). Упором домкрата в торец элемента арматурный пучок натягивают до заданного напряжения, затем специальным поршнем, выдвигаемым из домкрата, проволоки пучка заклинивают конической трубкой в стальной колодке.

Анкер стаканного типа применяют для закрепления более мощного арматурного пучка с несколькими рядами концентрически расположенных проволок (рис. 1.35). Домкрат захватывает анкер и оттягивает его с упором на бетон; в зазор, образовавшийся между анкером и торцом элемента, вводят шайбы с прорезями, благодаря чему арматурный пучок удерживается в напряженном состоянии.

1.3.6. Защитный слой бетона в железобетонных элементах

Защитный слой бетона в железобетонных элементах создается размещением арматуры на некотором удалении от поверхности элемента. Защитный слой бетона необходим для обеспечения совместной работы арматуры с бетоном на всех стадиях изготовления, монтажа и эксплуатации конструкций; он также защищает арматуру от внешних воздействий, высокой температуры, агрессивной среды и т. п. Толщину защитного слоя бетона на основании опыта эксплуатации железобетонных конструкций устанавливают в зависимости от вида и диаметра арматуры, размера сечений элемента, вида и класса бетона, условий работы конструкции и т. д.

Толщина защитного слоя бетона для продольной арматуры ненапрягаемой или с натяжением на упоры должна быть не менее диаметра стержня или каната; в плитах и стенках толщиной до 100 мм — 10 мм; в плитах и стенках толщиной более 100 мм, а также в балках высотой менее 250 мм — 15 мм; в балках высотой 250 мм и более — 20 мм; в блоках сборных фундаментов — 30 мм.

Толщина защитного слоя бетона у концов продольной напрягаемой арматуры на участке передачи усилий с арматуры на бетон должна составлять не менее двух диа-

метров стержня арматуры классов А-IV, Ат-IV или арматурного каната и не менее трех диаметров стержня арматуры классов А-V, А-VI, Ат-V, Ат-VI. Причем толщину защитного слоя бетона на указанном участке длины элемента принимают не менее 40 мм для стержневой арматуры всех классов и не менее 20 мм для арматурного каната. Защитный слой бетона у концов элемента при наличии стальных опорных деталей допускается принимать таким же, как и для сечения в пролете.

Толщина защитного слоя бетона для продольной напрягаемой арматуры, натягиваемой на бетон и располагаемой в каналах (расстояние от поверхности конструкции до ближайшей к ней поверхности канала), должна быть не менее 20 мм и не менее половины диаметра канала, а при диаметре арматурного пучка 32 мм и более еще и не менее этого диаметра.

Расстояние от концов продольной ненапрягаемой арматуры до торца элементов принимают не менее 10 мм, а для сборных элементов большой длины (панелей длиной более 12 м, ригелей — более 9 м, колонн — более 18 м) — не менее 15 мм.

Минимальная толщина защитного слоя бетона для поперечных стержней каркасов и хомутов при высоте сечения элемента менее 250 мм составляет 10 мм, при высоте сечения элемента 250 мм и более — 15 мм.

1.3.7. Усадка железобетона

В железобетонных конструкциях стальная арматура вследствие ее сцепления с бетоном становится внутренней связью, препятствующей усадке бетона. Согласно опытным данным усадка и набухание железобетона в ряде случаев вдвое меньше, чем усадка и набухание бетона (рис. 1.36). Деформация стесненной усадки бетона приводит к появлению в железобетонном элементе начальных, внутренне уравновешенных напряжений — растягивающих в бетоне и сжимающих в арматуре. Под влиянием разности деформаций свободной усадки бетонного элемента ϵ_{sl} и стесненной усадки армированного элемента $\epsilon_{sl,s}$ (рис. 1.37)

$$\epsilon_{bt} = \epsilon_{sl} - \epsilon_{sl,s} \quad (1.22)$$

возникают средние растягивающие напряжения в бетоне

$$\sigma_{bt} = \epsilon_{bt} E'_{bt} \quad (1.23)$$

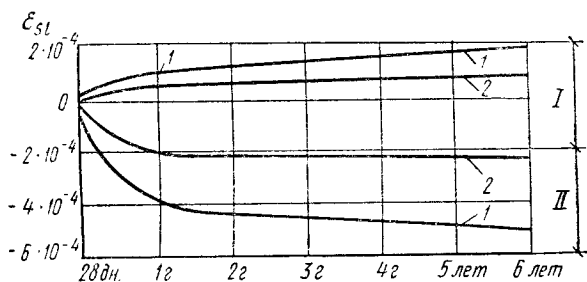
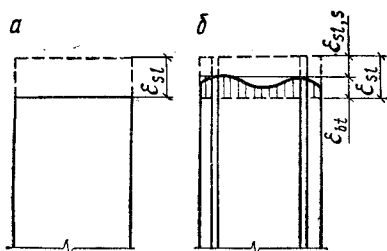


Рис. 1.36. Изменение с течением времени усадки и набухания
1 — бетона; 2 — железобетона; I — набухание в воде; II — усадка на воздухе

Рис. 1.37. Деформация усадки образцов

а — бетонного; б — железобетонного



Наибольшие значения этих напряжений находятся в зоне контакта с арматурой. Деформации ϵ_{sls} являются для арматуры упругими, и в ней возникают сжимающие напряжения

$$\sigma_s = \epsilon_{sls} E_s. \quad (1.24)$$

Уравнение равновесия внутренних усилий элемента, армированного двусторонней симметричной арматурой, имеет следующий вид:

$$\sigma_s A_s = \sigma_{bt} A, \quad (1.25)$$

где A_s — площадь сечения арматуры; A — площадь сечения элемента.

Отсюда

$$\sigma_s = \sigma_{bt} (A/A_s) = \sigma_{bt}/\mu_1, \quad (1.26)$$

где $\mu_1 = A_s/A$ — коэффициент армирования.

Если подставить в (1.22) деформации, выраженные через напряжения по формулам (1.23), (1.24), (1.26),

$$\sigma_{bt}/E'_{bt} = \epsilon_{sl} - \sigma_{bt}/\mu_1 E_s,$$

то значение растягивающих напряжений в бетоне

$$\sigma_{bt} = \frac{\varepsilon_{sl} E_s}{1/\mu_1 + \alpha/v_t}, \quad (1.27)$$

где $\alpha = E_s/E_b$ — отношение модулей упругости арматуры и бетона.

Следовательно, при усадке железобетона растягивающие напряжения в бетоне зависят от деформации свободной усадки бетона ε_{sl} , коэффициента армирования μ_1 , класса бетона. С увеличением содержания арматуры в бетоне растягивающие напряжения σ_{bt} увеличиваются, и, если они достигают временного сопротивления при растяжении R_{bt} , то возникают усадочные трещины.

Растягивающие напряжения в бетоне железобетонного элемента при деформации стесненной усадки бетона, армированного односторонней несимметричной арматурой, возрастают вследствие внецентренного приложения к сечению усилий в арматуре

$$\sigma_{bt} = \frac{2,25\varepsilon_{sl} E_s}{1/\mu_1 + 2,25\alpha/v_t}. \quad (1.28)$$

Начальные растягивающие напряжения в бетоне от усадки способствуют более раннему образованию трещин в тех зонах железобетонных элементов, которые испытывают растяжение от нагрузки. Однако с появлением трещин влияние усадки уменьшается. В стадии разрушения усадка не влияет на несущую способность статически определяемой железобетонной конструкции.

В статически неопределимых железобетонных конструкциях (арках, рамах и т. п.) лишние связи препятствуют усадке железобетона, вызывая появление дополнительных внутренних усилий. Влияние усадки эквивалентно понижению температуры на определенное число градусов. Для тяжелого бетона возможно среднее значение $\varepsilon_{sls} \approx 1,5 \cdot 10^{-4}$, что при коэффициенте линейной температурной деформации $\alpha_t = 1 \cdot 10^{-5} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ эквивалентно понижению температуры на $\approx 15 \text{ } ^\circ\text{C}$. Для железобетона на пористых заполнителях $\varepsilon_{sls} \approx 2 \cdot 10^{-4}$.

Для того чтобы уменьшить дополнительные усилия от усадки, железобетонные конструкции промышленных и гражданских зданий большой протяженности делят усадочными швами на блоки.

1.3.8. Ползучесть железобетона

Ползучесть железобетона является следствием ползучести бетона. Стальная арматура становится связью, препятствующей свободной ползучести бетона. Стесненная ползучесть в железобетонном элементе под нагрузкой приводит к перераспределению усилий между арматурой и бетоном. Этот процесс интенсивно протекает в течение первых нескольких месяцев, а затем в течение длительного времени (более года) постепенно затухает.

В центрально-сжатой железобетонной призме продольные деформации арматуры и бетона (рис. 1.38, а) благодаря сцеплению материалов одинаковы

$$\varepsilon_s = \varepsilon_b = \sigma_b / E'_b. \quad (1.29)$$

Сжимающее напряжение в продольной арматуре

$$\sigma_s = \varepsilon_s E_s = \sigma_b \alpha / \nu. \quad (1.30)$$

Роль поперечных стержней или хомутов сводится главным образом к предотвращению выпучивания продольных сжатых стержней.

Уравнение равновесия внешней нагрузки и внутренних усилий в бетоне и продольной арматуре

$$N = \sigma_b A + \sigma_s A_s = \sigma_b A (1 + \mu_1 \alpha / \nu). \quad (1.31)$$

Отсюда сжимающее напряжение в бетоне

$$\sigma_b = N / (1 + \mu_1 \alpha / \nu) A. \quad (1.32)$$

Коэффициент упругопластических деформаций бетона

$$\nu = \varepsilon_e / [\varepsilon_e + \varepsilon_{pl}(t, \sigma_b / R_b)].$$

зависит от времени t и уровня напряжений σ_b / R_b . Следовательно, с течением времени в результате уменьшения коэффициента ν при постоянной внешней силе N напряжение в бетоне согласно формуле (1.32) уменьшается; при этом напряжение в арматуре увеличивается (см. рис. 1.38, б, в). При проценте армирования $\mu_1 = 0,5\%$ напряжения в арматуре возрастают через 150 дней более чем в 2,5 раза. С увеличением процента армирования до $\mu_1 = 2\%$ интенсивность роста напряжений в арматуре снижается. При мгновенной разгрузке бетон и арматура деформируются упруго, однако остаточные пластические деформации бетона препятствуют восстановлению упругих деформаций в арматуре. В результате после разгрузки арматура будет сжата, а бетон — растянут. Если

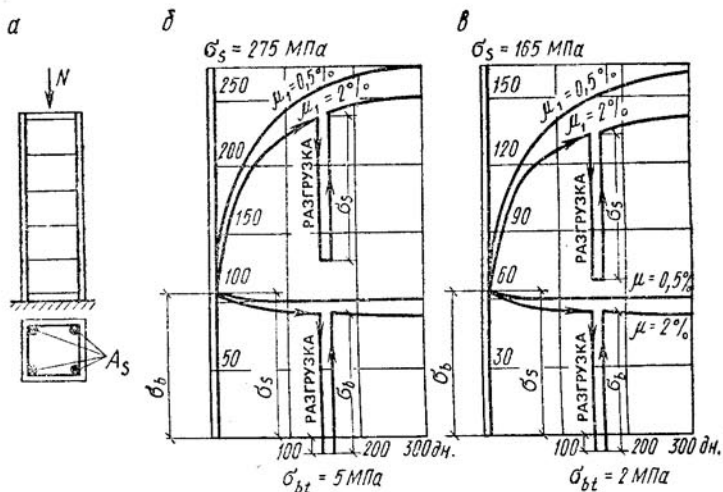


Рис. 1.38. Перераспределение напряжений между арматурой и бетоном сжатой железобетонной призмы вследствие ползучести бетона
 а — схема железобетонной призмы под нагрузкой; б — для бетона класса В40; в — то же В15

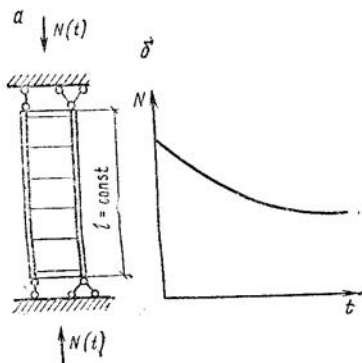


Рис. 1.39. Релаксация напряжений в бетоне при постоянных напряжениях в арматуре железобетонной призмы

а — схема железобетонной призмы с наложенными связями; б — характер изменения реакции связей N с течением времени

растягивающие напряжения в бетоне после разгрузки превысят временное сопротивление растяжению $\sigma_{bt} > R_{bt}$, то в бетоне появляются трещины. При повторном нагружении эти трещины закрываются.

Релаксация напряжений в бетоне железобетонной призмы наблюдается и при постоянных напряжениях в арматуре — в другом эксперименте (рис. 1.33, а). Ес-

ли в железобетонной призме создать начальные сжимающие деформации ϵ_b^0 и начальные сжимающие напряжения в бетоне σ_b^0 и арматуре σ_s^0 , а затем ввести связи, сохраняющие постоянной длину призмы ($l = \text{const}$) и препятствующие дальнейшему ее деформированию, то в любой момент времени t после введения связей оказывается, что напряжение в бетоне

$$\sigma_b(t) = \epsilon_b^0 E_b' = \epsilon_b^0 \nu E_b < \sigma_b^0.$$

Напряжения в бетоне уменьшаются с течением времени, так как уменьшается коэффициент ν .

Реакция связей

$$N(t) = \sigma_b(t) A + \sigma_s A_s$$

с течением времени при постоянных напряжениях в арматуре уменьшаются (рис. 1.39, б)

На работу железобетонных элементов ползучесть бетона оказывает различное влияние:

в коротких сжатых элементах — обеспечивает полное использование прочности бетона и арматуры;

в гибких сжатых элементах — вызывает увеличение начальных эксцентриситетов, что может снизить их несущую способность;

в изгибаемых элементах — вызывает увеличение прогибов;

в предварительно напряженных конструкциях — приводит к потере предварительного напряжения.

Ползучесть и усадка железобетона протекают одновременно и совместно влияют на работу конструкции.

1.3.9. Воздействие температуры на железобетон

Под воздействием температуры в железобетоне возникают внутренние взаимно уравновешенные напряжения, вызванные некоторым различием в значениях коэффициента линейной температурной деформации цементного камня, зерен заполнителей и стальной арматуры. При воздействии на конструкцию температуры до 50°C внутренние напряжения невелики и практически не приводят к снижению прочности железобетона. В условиях систематического воздействия технологических температур порядка $60\text{--}200^\circ\text{C}$ необходимо учитывать некоторое снижение механической прочности непосредственно бето-

на (примерно на 30 %). При длительном нагреве до 500...600 °С и последующем охлаждении железобетонный элемент разрушается.

Основными причинами разрушения бетона при воздействии высоких технологических температур являются значительные внутренние растягивающие напряжения, возникающие вследствие разности температурных деформаций цементного камня и зерен заполнителей, а также вследствие увеличения в объеме свободной извести, которая выделяется при дегидратации минералов цемента и гасится влагой воздуха. Поэтому для конструкций, испытывающих длительное воздействие высоких технологических температур, применяют специальный жаростойкий бетон.

Прочность сцепления арматуры периодического профиля с бетоном снижается при температуре до 500 °С на 30 %. Прочность же сцепления гладкой арматуры с бетоном начинает резко снижаться при 250 °С.

В статически неопределимых железобетонных конструкциях под воздействием сезонных изменений температур возникают дополнительные напряжения, которые при большой протяженности конструкции становятся весьма значительными. Чтобы уменьшить их, здания большой протяженности делят на отдельные блоки температурными швами, которые обычно совмещают с усачными швами.

1.3.10. Коррозия железобетона и меры защиты от нее

Коррозионная стойкость железобетонных элементов зависит от плотности бетона и степени агрессивности среды.

Коррозия бетона, имеющего недостаточную плотность, может происходить от воздействия фильтрующей, особенно мягкой воды, которая растворяет составляющую часть цементного камня — гидрат окиси кальция. Наибольшей растворяющей способностью обладает мягкая вода. Внешним признаком такой коррозии бетона являются белые хлопья на его поверхности. Другой вид коррозии бетона возникает под влиянием газовой или жидкой агрессивной среды: кислых газов в сочетании с повышенной влажностью, растворов кислот, сернокислых солей и др. При взаимодействии кислоты с гидратом

окси кальция цементного камня бетон разрушается. Продукты химического взаимодействия агрессивной среды и бетона, кристаллизуясь, постепенно заполняют поры и каналы бетона, приводят к разрыву их стенок и быстрому разрушению бетона. Наиболее вредны для бетона соли ряда кислот, особенно серной; они образуют в цементе сульфат кальция и алюминия. Сульфатоалюминат кальция, растворяясь, вытекает и образует белые подтеки на поверхности бетона. Весьма агрессивны грунтовые воды, содержащие сернокислотный кальций, а также воды с магниальными и аммиачными солями. Морская вода при систематическом воздействии оказывает вредное влияние на бетон, поскольку содержит сульфатомгнезит, хлористую магнезию и другие вредные соли.

Коррозия арматуры (ржавление) происходит в результате химического и электролитического воздействия окружающей среды. Она обычно протекает одновременно с коррозией бетона, но может протекать и независимо от нее. Продукт коррозии стали имеет больший объем, чем арматура, в результате чего создается значительное радиальное давление на окружающий слой бетона. При этом вдоль арматурных стержней возникают трещины и отколы бетона с частичным обнажением арматуры.

Мерами защиты от коррозии железобетонных конструкций, находящихся в условиях агрессивной среды, в зависимости от степени агрессии являются: снижение фильтрующей способности бетона введением специальных добавок; повышение плотности бетона; увеличение толщины защитного слоя бетона; применение лакокрасочных или мастичных покрытий, оклеечной изоляции; замена портландцемента глиноземистым цементом; применение специального кислотостойкого бетона, а также полимербетона и бетонополимеров.

1.3.11. Некоторые специальные виды железобетона

Армоцемент это особый вид железобетона, приготовленный на цементно-песчаном бетоне, армированный сетками из тонкой проволоки диаметром 0,5...1 мм с мелкими ячейками размером до 10×10 мм. Насыщение сетками — густое, расстояние между сетками — 3...5 мм,

что позволяет получить достаточно однородный по свойствам материал. Из армоцемента изготавливают конструкции с малой толщиной стенок — 10...30 мм (оболочки, волнистые своды и т. п.). Армирование выполняют по расчету; коэффициент сетчатого армирования должен быть в пределах $\mu_1 = A_s/\delta = 0,004...0,025$, где A_s — площадь сечения сеток на единицу длины, δ — толщина элемента.

Предельная растяжимость бетона в армоцементных конструкциях благодаря значительному увеличению поверхности сцепления арматуры с бетоном возрастает. Малая ширина раскрытия трещин — основная особенность армоцемента, позволяющая достигнуть полного использования прочности арматурных сеток в конструкциях без предварительного напряжения. В растянутых зонах армоцементных конструкций возможно комбинированное армирование — сетками и напрягаемой арматурой.

Армоцементные конструкции можно использовать лишь при нормальной влажности и отсутствии агрессивных воздействий среды, так как их коррозионная стойкость невелика. Огнестойкость их меньше, чем огнестойкость железобетонных конструкций. Использование армоцементных конструкций не рекомендуется при систематическом воздействии ударной нагрузки.

Армополимербетон. Железобетон этого вида представляет собой полимербетон со стальной или неметаллической арматурой. Коррозия стальной арматуры в армополимербетоне не наблюдается. Армополимербетон в целом обладает высокой коррозионной стойкостью, и поэтому применение его целесообразно в конструкциях и сооружениях, работающих в агрессивной среде и при высоком гидростатическом давлении.

Вопросы для самостоятельной проработки материала главы 1

1. *Какие основные технологические требования предъявляют к бетону как материалу для железобетонных конструкций?*
2. *Как подразделяют бетоны по различным признакам?*
3. *Какие существуют три основных вида бетонов?*
4. *Что представляет собой арматура бетона? Как она влияет на прочность и деформативность бетона?*
5. *Что такое усадка бетона? Как она влияет на начальные напряжения в бетоне?*
6. *Какие основные виды образцов применяют для испытания бетона при сжатии, растяжении?*

7. Как влияют размеры образцов на прочность бетона при сжатии?
8. Какие установлены нормами классы и марки бетона?
9. Что такое «класс бетона по прочности на сжатие»?
10. Что такое среднее квадратическое отклонение прочности бетона и что такое коэффициент вариации прочности бетона?
11. Чему равна гарантированная прочность бетона для заданного класса бетона? С какой обеспеченностью она назначается?
12. Какие даются технико-экономические рекомендации по выбору класса бетона?
13. Как влияет время и условия твердения на прочность бетона?
14. Какова прочность бетона при длительной нагрузке, многократно повторных нагрузках?
15. Какие виды объемных и силовых деформаций испытывает бетон?
16. Как изобразить диаграмму $\sigma_b - \epsilon_b$ при однократном кратковременном нагружении? Опишите характерные участки на этой диаграмме.
17. Как изобразить диаграмму $\sigma_b - \epsilon_b$ бетона при длительной нагрузке, многократных повторных нагрузках? Опишите характерные участки на этих диаграммах.
18. Что такое ползучесть бетона, релаксация напряжений в бетоне?
19. В чем заключается связь между напряжениями и деформациями в бетоне при упругой и упругопластической работе?
20. Что такое модуль деформаций бетона — начальный, секущий, касательный?
21. Что такое мера ползучести и характеристика ползучести бетона?
22. Что такое предельная сжимаемость и предельная растяжимость бетона?
23. В чем назначение стальной арматуры в железобетоне? Как армируют балки, колонны?
24. Как подразделяют стальную арматуру по четырем конструктивно-технологическим признакам?
25. Как изобразить диаграммы растяжения различных арматурных сталей? Укажите характерные точки на них.
26. В чем влияние химического состава арматурных сталей на их механические свойства?
27. В чем сущность термического упрочнения арматурных сталей, упрочнения холодным деформированием?
28. Что такое физический предел текучести стали, условный предел текучести?
29. Чем характеризуются пластические свойства арматурных сталей?
30. Какая установлена классификация арматурных сталей?
31. В чем заключаются требования по свариваемости арматурных сталей?
32. Какие приводятся технико-экономические рекомендации по применению различных арматурных сталей?
33. Какие применяют арматурные сварные изделия?
34. Какие применяют арматурные изделия из высокопрочной проволоки?
35. Какие применяют сварные стыки арматуры — заготовочные в заводских условиях и на монтаже конструкций?

36. В чем конструктивно технологические особенности заводского производства железобетонных изделий?
37. В чем техническая и экономическая сущность предварительно напряженного железобетона?
38. Каковы преимущества предварительно напряженных конструкций?
39. Какие применяют способы создания предварительного напряжения, способы натяжения арматуры?
40. Какие факторы влияют на прочность сцепления арматуры с бетоном?
41. Как осуществляется анкеровка арматуры в бетоне; каковы факторы, влияющие на длину зоны анкеровки?
42. Как осуществляется анкеровка напрягаемой арматуры в бетоне?
43. В чем сущность усадки железобетона и каково ее влияние на напряженное состояние элементов?
44. В чем сущность ползучести железобетона и каково ее влияние на напряжения и деформации элементов?
45. В чем назначение защитного слоя бетона в конструкциях и какая требуется толщина защитного слоя?
46. Как воздействует температура на железобетон?
47. В чем сущность коррозии железобетона и какие меры защиты от нее?

ГЛАВА 2. ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНЫЕ ОСНОВЫ ТЕОРИИ СОПРОТИВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА И МЕТОДЫ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

2.1. Экспериментальные данные о работе железобетона под нагрузкой

2.1.1. Значение экспериментальных исследований

Экспериментальные исследования по изучению совместной работы двух различных по своим физико-механическим свойствам материалов — бетона и стальной арматуры — проводились с самого начала появления железобетона. Экспериментами установлено, что нелинейные деформации бетона и трещины в растянутых зонах оказывают существенное влияние на напряженно-деформированное состояние железобетонных элементов. Допущения о линейной зависимости между напряжениями и деформациями и основанные на этих допущениях формулы сопротивления упругих материалов для железобетона часто оказываются неприемлемыми.

Теория сопротивления железобетона строится на

опытных данных и законах механики и исходит из действительного напряженно-деформированного состояния элементов на различных стадиях нагружения внешней нагрузкой. По мере накопления опытных данных методы расчета железобетонных конструкций совершенствуются.

2.1.2. Три стадии напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов

Опыты с различными железобетонными элементами — изгибаемыми, внецентренно растянутыми, внецентренно сжатыми с двузначной эпюрой напряжений — показали, что при постепенном увеличении внешней нагрузки можно наблюдать три характерные стадии напряженно-деформированного состояния (рис. 2.1):

стадия I — до появления трещин в бетоне растянутой зоны, когда напряжения в бетоне меньше временного сопротивления растяжению и растягивающие усилия воспринимаются арматурой и бетоном совместно;

стадия II — после появления трещин в бетоне растянутой зоны, когда растягивающие усилия в местах, где образовались трещины, воспринимаются арматурой и участком бетона над трещиной, а на участках между трещинами — арматурой и бетоном совместно;

стадия III — стадия разрушения, характеризующаяся относительно коротким периодом работы элемента, когда напряжения в растянутой стержневой арматуре достигают физического или условного предела текучести, в высокопрочной арматурной проволоке — временного сопротивления, а напряжения в бетоне сжатой зоны — временного сопротивления сжатию. В зависимости от степени армирования элемента последовательность разрушения зон — растянутой и сжатой — может изменяться.

Рассмотрим три стадии напряженно-деформированного состояния в зоне чистого изгиба железобетонного элемента при постепенном увеличении нагрузки (см. рис. 2.1).

Стадия I. При малых нагрузках на элемент напряжения в бетоне и арматуре невелики, деформации носят преимущественно упругий характер; зависимость между напряжениями и деформациями — линейная, эпюры нормальных напряжений в бетоне сжатой и растянутой зон

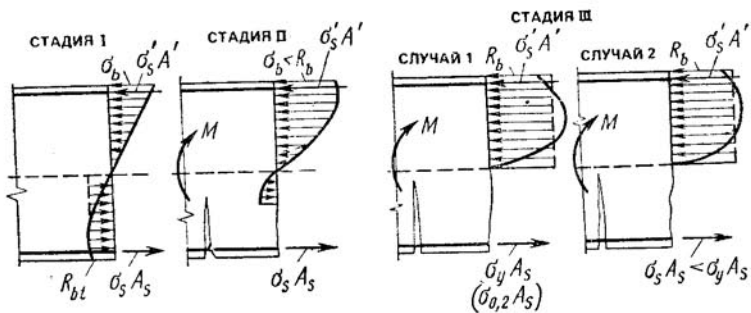


Рис. 2.1. Стадии напряженно-деформированного состояния в нормальных сечениях при изгибе элемента без предварительного напряжения

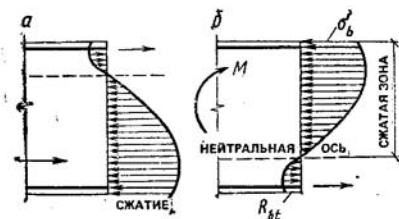


Рис. 2.2. Напряжения в бетоне в нормальных сечениях при изгибе предварительно напряженного элемента

а — при обжатии; б — после приложения внешней нагрузки, стадия I

сечения — треугольные. С увеличением нагрузки на элемент в бетоне растянутой зоны развиваются неупругие деформации, эпюра напряжений становится криволинейной, напряжения приближаются к пределу прочности при растяжении. Этим характеризуется конец стадии I. При дальнейшем увеличении нагрузки в бетоне растянутой зоны образуются трещины, наступает новое качественное состояние.

Стадия II. В том месте растянутой зоны, где образовались трещины, растягивающее усилие воспринимается арматурой и участком бетона растянутой зоны над трещиной. В интервалах между трещинами в растянутой зоне сцепление арматуры с бетоном сохраняется, и по мере удаления от краев трещин растягивающие напряжения в бетоне увеличиваются, а в арматуре уменьшаются. С дальнейшим увеличением нагрузки на элемент в бетоне сжатой зоны развиваются неупругие деформации, эпюра нормальных напряжений искривляется, а ордината максимального напряжения перемещается с края сечения в его глубину. Конец стадии II характеризуется началом заметных неупругих деформаций в арматуре.

Стадия III (стадия разрушения). С дальнейшим увеличением нагрузки напряжения в стержневой арматуре достигают физического (условного) предела текучести; напряжения в бетоне сжатой зоны под влиянием нарастающего прогиба элемента и сокращения высоты сжатой зоны также достигают значений временного сопротивления сжатию. Разрушение железобетонного элемента начинается с арматуры растянутой зоны и заканчивается раздроблением бетона сжатой зоны. Такое разрушение носит пластический характер, его называют случаем 1. Если элемент в растянутой зоне армирован высокопрочной проволокой с малым относительным удлинением при разрыве (около 4%), то одновременно с разрывом проволоки происходит раздробление бетона сжатой зоны. Разрушение носит хрупкий характер, его также относят к случаю 1.

В элементах с избыточным содержанием растянутой арматуры (переармированных) разрушение происходит по бетону сжатой зоны. Стадия II переходит в стадию III внезапно. Разрушение переармированных сечений всегда носит хрупкий характер при неполном использовании растянутой арматуры; его называют случаем 2.

Ненапрягаемая арматура сжатой зоны сечения в стадии III испытывает сжимающие напряжения, обусловленные предельной сжимаемостью бетона: $\sigma_s^1 \leq \epsilon_{ub} E_s$.

Сечения по длине железобетонного элемента испытывают разные стадии напряженно-деформированного состояния. Так, сечения в зонах с небольшими изгибающими моментами находятся в стадии I; по мере нарастания изгибающих моментов — в стадии II; в зоне с максимальным изгибающим моментом — в стадии III. Разные стадии напряженно-деформированного состояния железобетонного элемента могут возникать и на различных этапах — при изготовлении и предварительном обжатии, транспортировании и монтаже, действии эксплуатационной нагрузки.

При обжатии в предварительно напряженном элементе возникают довольно высокие напряжения. Под влиянием развития неупругих деформаций эпюра сжимающих напряжений приобретает криволинейное очертание. В процессе последовательного загрузения внешней нагрузкой предварительные сжимающие напряжения погашаются, а возникающие растягивающие напряжения приближаются к временному сопротивлению бетона рас-

тяжению (рис. 2.2). Перемещение в глубь сечения ординаты с максимальным напряжением на криволинейной эпюре $\sigma_b = \epsilon_b E'_b$ обусловлено последовательным увеличением значений ϵ_b и одновременным уменьшением E'_b от оси к внешнему краю сечения из-за развития неупругих деформаций. Особенность напряженно-деформированного состояния предварительно напряженных элементов проявляется главным образом в стадии I. Внешняя нагрузка, вызывающая образование трещин, значительно увеличивается (в несколько раз), напряжения в бетоне сжатой зоны и высота этой зоны также значительно возрастают. Интервал между стадиями I и III сокращается. После образования трещин напряженные состояния элементов с предварительным напряжением и без него в стадиях II и III сходны.

2.1.3. Процесс развития трещин в растянутых зонах бетона

В железобетонных элементах трещины могут быть вызваны условиями твердения и усадки бетона, предварительным внецентренным обжатием при изготовлении, перенапряжением материалов при эксплуатации в результате перегрузки, осадки опор, изменением температуры и т. п. Трещины от перенапряжения чаще всего появляются в растянутых зонах, реже в сжатых. Трещины в растянутых зонах элементов, незаметные на глаз, появляются под нагрузкой даже в безукоризненно выполненных железобетонных конструкциях. Образование их обусловлено малой растяжимостью бетона, не способного следовать за значительными удлинениями арматуры при высоких рабочих напряжениях. В предварительно напряженных конструкциях трещины появляются при сравнительно больших значениях нагрузки. Опыт эксплуатации железобетонных конструкций зданий и сооружений показывает, что при ограниченной ширине раскрытия трещины в растянутых зонах не опасны и не нарушают общей монолитности железобетона.

Арматура в бетоне растянутой зоны элемента несколько сглаживает отрицательное влияние неоднородности структуры и нарушений сплошности бетона, однако при обычном содержании арматуры предельная растяжимость армированного бетона лишь незначительно превышает предельную растяжимость неармированного бетона.

Трещины в сжатых зонах обыкновенно указывают на несоответствие размеров сечения усилиям сжатия; они опасны для прочности конструкции.

В процессе развития трещин в растянутых зонах бетона различают три этапа: возникновение трещин, когда они могут быть еще невидимыми; образование трещин, когда они становятся видимыми невооруженным глазом; раскрытие трещин до предельно возможных пределов. Можно считать, что в элементах с обычным содержанием арматуры образование трещин совпадает с их возникновением, поэтому рассматривают два этапа: образование и раскрытие трещин.

2.2. Развитие методов расчета сечений

2.2.1. Метод расчета по допускаемым напряжениям

Метод расчета прочности сечений изгибаемых элементов по допускаемым напряжениям исторически сформировался первым; в нем за основу взята стадия II напряженно-деформированного состояния и приняты следующие допущения: бетон растянутой зоны не работает, растягивающее напряжение воспринимается арматурой; бетон сжатой зоны работает упруго, а зависимость между напряжениями и деформациями — линейная согласно закону Гука; нормальные к продольной оси сечения, плоские до изгиба, остаются плоскими после изгиба (гипотеза плоских сечений).

Как следствие этих допущений, в бетоне сжатой зоны принимаются треугольная эпюра напряжений и постоянное отношение модулей упругости материалов $\alpha = E_s/E_b$ (рис. 2.3). Рассматривают приведенное однородное сечение, в котором площадь сечения растянутой арматуры A_s заменяют площадью сечения бетона, равной αA_s , а площадь сечения сжатой арматуры A'_s — площадью сечения бетона $\alpha A'_s$. Исходя из равенства деформаций бетона и арматуры

$$\varepsilon_s = \sigma_s/E_s = \varepsilon_b = \sigma_b/E_b,$$

а также используя отношение α устанавливают зависимость между напряжениями в арматуре и бетоне

$$\sigma_s = \alpha \sigma_b. \quad (2.1)$$

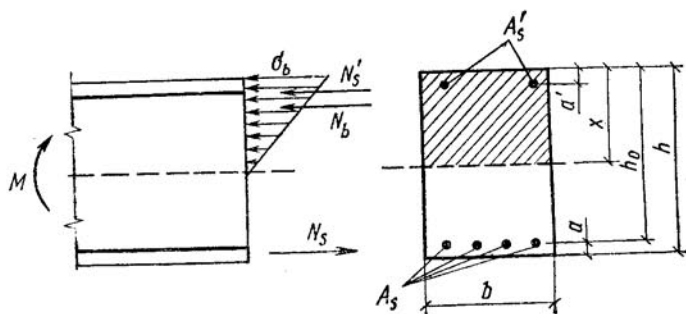


Рис. 2.3. К расчету балки прямоугольного сечения по допускаемым напряжениям

Краевое напряжение в бетоне определяют как для приведенного однородного сечения

$$\sigma_b = Mx/I_{red}, \quad (2.2)$$

где x — высота сжатой зоны

Напряжения в растянутой и сжатой арматуре

$$\sigma_s = \alpha \frac{M(h_0 - x)}{I_{red}}, \quad (2.3)$$

$$\sigma'_s = \alpha \frac{M(x - a')}{I_{red}}, \quad (2.4)$$

где $h_0 = h - a$ — рабочая (полезная) высота сечения; h — полная высота сечения; a — расстояние от оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через центр тяжести сечения растянутой арматуры, до внешнего растянутого края сечения; a' — расстояние от оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через центр тяжести сечений сжатой арматуры, до внешнего сжатого края сечения.

Высоту сжатой зоны сечения x находят из условия, что статический момент приведенного сечения относительно нейтральной оси равен нулю

$$S_{red} = bx^2/2 + \alpha A'_s(x - a') - \alpha A_s(h_0 - x) = 0 \quad (2.5)$$

Момент инерции приведенного сечения

$$I_{red} = bx^3/3 + \alpha A_s(h_0 - x)^2 + \alpha A'_s(x - a')^2. \quad (2.6)$$

Напряжения в бетоне и арматуре ограничивают допускаемыми напряжениями, которые устанавливают как некоторые доли временного сопротивления бетона сжатию $\sigma_b = 0,45R$ (где R — марка бетона, принимаемая равной кубиковой прочности бетона) и предела текучести арматуры $\sigma_s = 0,5\sigma_y$.

Основной недостаток метода расчета сечений по допускаемым напряжениям заключается в том, что бетон рассматривается как упругий материал. Действительное же распределение напряжений в бетоне по сечению в стадии II не отвечает треугольной эпюре напряжений, а α — число не постоянное, зависящее от значения напряжения в бетоне, продолжительности его действия и других факторов. Не помогает и установление разных значений числа α в зависимости от класса бетона. Установлено, что действительные напряжения в арматуре меньше вычисленных. Этот метод расчета не только не дает возможности спроектировать конструкцию с заранее заданным коэффициентом запаса, но и не позволяет определить истинные напряжения в материалах. В ряде случаев это приводит к излишнему расходу материалов, требует установки арматуры в бетоне сжатой зоны и др.

Особенно ярко проявились недостатки метода расчета по допускаемым напряжениям при внедрении в практику новых видов бетона (тяжелых бетонов высоких классов, легких бетонов на пористых заполнителях) и арматурных сталей высокой прочности. Это побудило советских ученых к выполнению специальных исследований и разработке метода расчета, который лучше отвечал бы упругопластическим свойствам железобетона и позволил бы отказаться от метода расчета по допускаемым напряжениям. Таким методом явился введенный в нормы в 1938 г. метод расчета по разрушающим усилиям.

2.2.2. Метод расчета по разрушающим усилиям

Метод расчета сечений по разрушающим усилиям исходит из стадии III напряженно-деформированного состояния при изгибе. Работа бетона растянутой зоны не учитывается. В расчетные формулы вместо допускаемых напряжений вводят предел прочности бетона при сжатии и предел текучести арматуры. При этом отпадает необходимость в использовании числа α . Эпюра напряжений в бетоне сжатой зоны вначале была принята криволинейной, а затем — прямоугольной. Усилие, допускаемое при эксплуатации конструкции, определяют делением разрушающего усилия на общий коэффициент запаса прочности k . Так, для изгибаемых элементов

$$M = M_p / k, \quad (2.7)$$

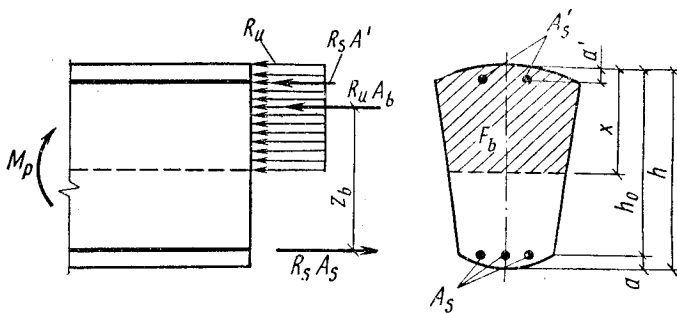


Рис. 2.4. К расчету балки любого симметричного сечения по разрушающим усилиям

а для сжатых элементов

$$N = N_p / k. \quad (2.8)$$

При определении разрушающих усилий элементов, работающих по случаю I, разрушение которых начинается в растянутой зоне, вместо гипотезы плоских сечений применяют принцип пластического разрушения, впервые обоснованный советским ученым А. Ф. Лолейтом.

На основании этого принципа, согласно которому напряжения в арматуре и бетоне достигают предельных значений одновременно, были получены расчетные формулы разрушающих усилий изгибаемых и центрально-загруженных элементов.

Для изгибаемого элемента с любым симметричной формы сечением (рис. 2.4) высоту сжатой зоны определяют из уравнения равновесия внутренних усилий в стадии разрушения

$$R_u A_b + R_s A'_s = R_s A_s, \quad (2.9)$$

где R_u — временное сопротивление бетона сжатию при изгибе, которое принято равным $1,25R_b$; R_s — предел текучести арматуры; A_b — площадь сечения сжатой зоны бетона,

Разрушающий момент определяют как момент внутренних усилий относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой арматуры

$$M_p = R_u S_b + R_s A'_s (h - a'), \quad (2.10)$$

где $S_b = A_b z_b$ — статический момент площади сечения бетона сжатой зоны бетона относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения растянутой арматуры; z_b — расстояние от центра тяжести сечения растянутой арматуры до центра тяжести площади сечения сжатой зоны бетона.

Границу между случаем 1 и случаем 2 устанавливают на основе опытных данных. При $S_b/S_0 \leq 0,8$ имеет место случай 1 (S_0 — статический момент всей рабочей площади сечения бетона относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения растянутой арматуры). Для прямоугольных и тавровых сечений с полкой в сжатой зоне граничное значение высоты сжатой зоны $x = 0,55h_0$.

Таким образом, при расчете этим методом в формулах учитывают запас прочности — единый для элемента в целом. Коэффициент запаса прочности k был установлен нормами в зависимости от причины разрушения конструкции, сочетания силовых воздействий и отношения усилий T_v от временных нагрузок к усилиям T_g от постоянных нагрузок. В случае преобладания временной нагрузки перегрузка конструкции более вероятна и коэффициент запаса должен быть больше. Так, для плит и балок $k = 1,8$ при основном сочетании нагрузок и отношении $T_v/T_g \leq 2$, $k = 2$ при $T_v/T_g > 2$ и т. д. Для сборных конструкций заводского изготовления при основных и дополнительных сочетаниях нагрузок коэффициент запаса уменьшался на 0,2.

В расчетах сечений по разрушающим усилиям внутренние усилия M , Q , N от нагрузки определяют также в стадии разрушения конструкции, т. е. с учетом образования пластических шарниров. Для многих видов конструкций — плит, неразрезных балок, рам — такого рода расчеты дают существенный экономический эффект.

Метод расчета по разрушающим усилиям, учитывающий упругопластические свойства железобетона, более правильно отражает действительную работу сечений конструкции под нагрузкой и является серьезным развитием в теории сопротивления железобетона. Большим преимуществом этого метода по сравнению с методом расчета по допускаемым напряжениям является возможность определения близкого к действительности общего коэффициента запаса прочности. При расчете по разрушающим усилиям в ряде случаев получается меньший расход арматурной стали по сравнению с расходом стали по методу допускаемых напряжений (например, в изгибаемых элементах сжатая арматура по расчету этим методом обычно не требуется).

Недостаток метода расчета сечений по разрушающим усилиям заключается в том, что возможные отклонения фактических нагрузок и прочностных характеристик ма-

териалов от их расчетных значений не могут быть явно учтены при одном общем синтезирующем коэффициенте запаса прочности.

2.3. Метод расчета конструкций по предельным состояниям

2.3.1. Сущность метода

Метод расчета конструкций по предельным состояниям является дальнейшим развитием метода расчета по разрушающим усилиям. При расчете по этому методу четко устанавливаются предельные состояния конструкций и используют систему расчетных коэффициентов, введение которых гарантирует, что такое состояние не наступит при самых неблагоприятных сочетаниях нагрузок и при наименьших значениях прочностных характеристик материалов. Прочность сечений определяют по стадии разрушения, но безопасность работы конструкции под нагрузкой оценивают не одним синтезирующим коэффициентом запаса, а указанной системой расчетных коэффициентов. Конструкции, запроектированные и рассчитанные по методу предельного состояния, получаются несколько экономичнее.

2.3.2. Две группы предельных состояний

Предельными считаются состояния, при которых конструкции перестают удовлетворять предъявляемым к ним в процессе эксплуатации требованиям, т. е. теряют способность сопротивляться внешним нагрузкам и воздействиям или получают недопустимые перемещения или местные повреждения.

Железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям расчета по двум группам предельных состояний: по несущей способности (первая группа); по пригодности к нормальной эксплуатации (вторая группа).

Расчет по предельным состояниям первой группы выполняют, чтобы предотвратить следующие явления: хрупкое, вязкое или иного характера разрушение (расчет по прочности с учетом в необходимых случаях прогиба конструкции перед разрушением); потерю устойчивости формы конструкции (расчет на

устойчивость тонкостенных конструкций и т. п.) или ее положения (расчет на опрокидывание и скольжение подпорных стен, внецентренно нагруженных высоких фундаментов; расчет на всплытие заглубленных или подземных резервуаров и т. п.);

усталостное разрушение (расчет на выносливость конструкций, находящихся под воздействием многократно повторяющейся подвижной или пульсирующей нагрузки: подкрановых балок, шпал, рамных фундаментов и перекрытий под неуравновешенные машины и т. п.);

разрушение от совместного воздействия силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды (агрессивность среды, попеременное замораживание и оттаивание и т. п.).

Расчет по предельным состояниям второй группы выполняют, чтобы предотвратить следующие явления:

образование чрезмерного и продолжительного раскрытия трещин (если по условиям эксплуатации они допустимы);

чрезмерные перемещения (прогибы, углы поворота, углы перекоса и амплитуды колебаний).

Расчет по предельным состояниям конструкции в целом, а также отдельных ее элементов или частей выполняют для всех этапов: изготовления, транспортирования, монтажа и эксплуатации. При этом расчетные схемы должны отвечать принятым конструктивным решениям и каждому из перечисленных этапов.

2.3.3. Расчетные факторы

Расчетные факторы — нагрузки и механические характеристики бетона и арматуры (временное сопротивление, предел текучести) — обладают статистической изменчивостью (разбросом значений). Нагрузки и воздействия могут отличаться от заданной вероятности превышения средних значений, а механические характеристики материалов — от заданной вероятности снижения средних значений. В расчетах по предельным состояниям учитывают статистическую изменчивость нагрузок и механических характеристик материалов, факторы нестатистического характера, а также различные неблагоприятные или благоприятные физические, химические и механические условия работы бетона и арматуры, изготовления и эксплуатации элементов зданий и со-

оружий. Нагрузки, механические характеристики материалов и расчетные коэффициенты нормируют.

Значения нагрузок, сопротивление бетона и арматуры устанавливаются по главам СНиП 2.01.07—85 «Нагрузки и воздействия» и СНиП 2.03.01—84.* «Бетонные и железобетонные конструкции».

2.3.4. Классификация нагрузок. Нормативные и расчетные нагрузки

Постоянные нагрузки. В зависимости от продолжительности действия нагрузки делят на постоянные и временные. Постоянными нагрузками являются вес несущих и ограждающих конструкций зданий и сооружений, вес и давление грунтов, воздействие предварительного напряжения железобетонных конструкций.

Временные нагрузки. Длительные нагрузки. К ним относятся: вес стационарного оборудования на перекрытиях — станков, аппаратов, двигателей, емкостей и т. п.; давление газов, жидкостей, сыпучих тел в емкостях; вес специфического содержимого в складских помещениях, холодильников, архивов, библиотек и подобных зданий и сооружений; установленная нормами часть временной нагрузки в жилых домах, в служебных и бытовых помещениях; длительные температурные технологические воздействия от стационарного оборудования; нагрузки от одного подвесного или одного мостового крана, умноженные на коэффициенты: 0,5 — для кранов группы режимов работы 4К-6К (среднего режима), 0,6 — для кранов группы режима работы 7К (тяжелого режима), 0,7 — для кранов группы режима работы 8К (тяжелого режима); снеговые нагрузки для III...VI климатических районов с коэффициентами 0,3...0,6. Указанные значения крановых, некоторых временных и снеговых нагрузок составляют часть полного их значения и вводятся в расчет при учете длительности действия нагрузок этих видов на перемещения, деформации, образование трещин. Полные значения этих нагрузок относятся к кратковременным.

Кратковременные нагрузки. К ним относятся: вес людей, деталей, материалов в зонах обслуживания и ремонта оборудования — проходах и других свободных от оборудования участках; часть нагрузки на перекрытия жилых и общественных зданий; нагрузки,

возникающие при изготовлении, перевозке и монтаже элементов конструкций; нагрузки от подвесных и мостовых кранов, используемых при возведении или эксплуатации зданий и сооружений; снеговые и ветровые нагрузки; температурные климатические воздействия.

Особые нагрузки. К ним относятся: сейсмические и взрывные воздействия; нагрузки, вызываемые неисправностью или поломкой оборудования и резким нарушением технологического процесса (например, при резком повышении или понижении температуры и т. п.); воздействия неравномерных деформаций основания, сопровождающиеся коренным изменением структуры грунта (например, деформации просадочных грунтов при замачивании или вечномёрзлых грунтов при оттаивании), и др.

Нормативные нагрузки. Они устанавливаются нормами по заранее заданной вероятности превышения средних значений или по номинальным значениям. Нормативные постоянные нагрузки принимают по проектным значениям геометрических и конструктивных параметров и по средним значениям плотности. Нормативные временные технологические и монтажные нагрузки устанавливают по наибольшим значениям, предусмотренным для нормальной эксплуатации; снеговые и ветровые — по средним из ежегодных неблагоприятных значений или по неблагоприятным значениям, соответствующим определенному среднему периоду их повторений.

Расчетные нагрузки. Их значения при расчете конструкций на прочность и устойчивость определяют умножением нормативной нагрузки на коэффициент надежности по нагрузке γ_f , обычно больше, чем единица, например $g = g_n \gamma_f$. Коэффициент надежности при действии веса бетонных и железобетонных конструкций $\gamma_f = 1,1$; веса конструкций из бетонов на легких заполнителях (со средней плотностью 1600 кг/м^3 и менее) и различных стяжек, засыпок, утеплителей, выполняемых в заводских условиях $\gamma_f = 1,2$ и на монтаже $\gamma_f = 1,3$; различных временных нагрузок в зависимости от их значения — при полном нормативном значении менее $2,0 \text{ кПа}$ $\gamma_f = 1,3$, при полном нормативном значении $2,0 \text{ кПа}$ и более $\gamma_f = 1,2$. Коэффициент надежности при действии веса конструкций, применяемый в расчете на устойчивость положения против всплытия, опрокидывания и скольжения, а также в других случаях, когда уменьшение

массы ухудшает условия работы конструкции, принят $\gamma_f = 0,9$. При расчете конструкций на стадии возведения расчетные кратковременные нагрузки умножают на коэффициент 0,8. При расчете конструкций по деформациям и перемещениям (по второй группе предельных состояний) расчетные нагрузки принимают равными нормативным значениям с коэффициентом $\gamma_f = 1$.

Сочетание нагрузок. Конструкции должны быть рассчитаны на различные сочетания нагрузок или соответствующие им усилия, если расчет ведут по схеме неупругого состояния. В зависимости от состава учитываемых нагрузок различают: *основные сочетания*, включающие постоянные, длительные и кратковременные нагрузки или усилия от них; *особые сочетания*, включающие постоянные, длительные, возможные кратковременные и одна из особых нагрузки или усилия от них.

В основных сочетаниях при учете не менее двух временных нагрузок их расчетные значения (или соответствующих им усилий) умножают на коэффициенты сочетания равные: для длительных нагрузок $\psi_1 = 0,95$; для кратковременных $\psi_2 = 0,9$. При учете же одной временной нагрузки $\psi_1 = \psi_2 = 1$. Нормами допускается при учете трех и более кратковременных нагрузок их расчетные значения умножать на коэффициенты сочетаний: $\psi_2 = 1$ — для первой по степени важности кратковременной нагрузки; $\psi_2 = 0,8$ — для второй; $\psi_2 = 0,6$ — для остальных.

В особых сочетаниях для длительных нагрузок $\psi_1 = 0,95$, для кратковременных $\psi_2 = 0,8$, кроме случаев, оговоренных в нормах проектирования зданий и сооружений в сейсмических районах.

Снижение нагрузок. При расчете колонн, стен, фундаментов многоэтажных зданий временные нагрузки на перекрытия допускается снижать, учитывая степень вероятности их одновременного действия, умножением на коэффициенты: для жилых домов, общежитий, служебных помещений и т. п. при грузовой площади $A > 9 \text{ м}^2$.

$$\psi_{n1} = 0,4 + 1,8/\sqrt{nA}; \quad (2.11)$$

для различных залов (читален, собраний, торговых и т. п.), участков обслуживания и ремонта оборудования в производственных помещениях при грузовой площади $A > 36 \text{ м}^2$

$$\psi_{n2} = 0,5 + 3/\sqrt{nA}, \quad (2.12)$$

где n — общее число перекрытий, временные нагрузки от которых учитывают при расчете рассматриваемого сечения.

Нормами также допускается снижать временные нагрузки при расчете балок и ригелей в зависимости от площади загружаемого перекрытия.

2.3.5. Степень ответственности зданий и сооружений

Степень ответственности зданий и сооружений определяется размером материального и социального ущерба при достижении конструкциями предельных состояний. При проектировании конструкций следует учитывать коэффициент надежности по назначению γ_n , значение которого зависит от класса ответственности зданий или сооружений. На коэффициент надежности по назначению следует делить предельные значения несущей способности, расчетные значения сопротивлений, предельные значения деформаций, раскрытия трещин или умножать на этот коэффициент расчетные значения нагрузок, усилий или иных воздействий. Установлены три класса ответственности зданий и сооружений:

класса I, $\gamma_n=1$ — здания и сооружения, имеющие обоснованное народнохозяйственное и (или) социальное значение; главные корпуса ТЭС, АЭС; телевизионные башни; промышленные трубы высотой более 200 м; резервуары для нефтепродуктов вместимостью более 10 тыс. м³; крытые спортивные сооружения с трибунами; здания театров, кинотеатров, цирков, рынков, учебных заведений, детских дошкольных учреждений, музеев, государственных архивов и т. п.;

класс II, $\gamma_n=0,95$ — здания и сооружения промышленного и гражданского строительства (не входящие в классы I и III);

класс III, $\gamma_n=0,9$ — различные склады без процессов сортировки и упаковки, одноэтажные жилые дома, временные здания и сооружения.

2.3.6. Нормативные и расчетные сопротивления бетона

Нормативными сопротивлениями бетона являются сопротивление осевому сжатию призм (призменная прочность) R_{bn} и сопротивление осевому растяжению R_{btn} ,

которые определяются в зависимости от класса бетона по прочности (при обеспеченности 0,95).

Нормативную призмную прочность определяют по эмпирической формуле

$$R_{bn} = B (0,77 - 0,00125 B); \quad (2.13)$$

при этом $R_{bn} \geq 0,72 B$.

Нормативное сопротивление осевому растяжению R_{btn} определяют в соответствии с зависимостью (1.1).

При контроле класса бетона по прочности на осевое растяжение нормативное сопротивление бетона осевому растяжению R_{btn} принимают равным его гарантированной прочности (классу) на осевое растяжение.

Значения нормативных сопротивлений бетона (округленно) приведены в прил. 3.

Расчетные сопротивления бетона для расчета по первой группе предельных состояний определяют делением нормативных сопротивлений на соответствующие коэффициенты надежности по бетону: при сжатии — $\gamma_{bc} = 1,3$, при растяжении — $\gamma_{bt} = 1,5$, а при контроле прочности на растяжение — $\gamma_{bt} = 1,3$. Расчетное сопротивление бетона осевому сжатию

$$R_b = R_{bn} / \gamma_{bc}; \quad (2.14)$$

расчетное сопротивление бетона осевому растяжению

$$R_{bt} = R_{btn} / \gamma_{bt}. \quad (2.15)$$

Расчетное сопротивление сжатию тяжелого бетона классов В50, В55, В60 умножают на коэффициенты, учитывающие особенность механических свойств высокопрочного бетона (снижение деформаций ползучести), соответственно равные 0,95, 0,925 и 0,9.

Значения расчетных сопротивлений бетона (округленно) приведены в прил. 1.

При расчете элементов конструкций расчетные сопротивления бетона R_b и R_{bt} уменьшают, а в отдельных случаях увеличивают умножением на соответствующие коэффициенты условий работы бетона γ_{bi} , учитывающие следующие факторы: особенности свойств бетонов; длительность действия нагрузки и ее многократную повторяемость, условия, характер и стадию работы конструкции; способ ее изготовления, размеры сечения и т. п. Значения коэффициентов γ_{bi} приведены в прил. 3.

Расчетные сопротивления бетона для расчета по второй группе предельных состояний устанавливают при

коэффициенте надежности по бетону $\gamma_b=1$, т.е. принимают равными нормативным значениям $R_{bser}=R_{bn}$, $R_{bt,ser}=R_{btn}$ и вводят в расчет с коэффициентом условий работы бетона $\gamma_{bi}=1$ за исключением случаев расчета железобетонных элементов по образованию трещин при действии многократно повторяющейся нагрузки, когда следует вводить коэффициент γ_{bi} , установленный нормами.

2.3.7. Нормативные и расчетные сопротивления арматуры

Нормативные сопротивления арматуры R_{sn} устанавливаются с учетом статистической изменчивости прочности и принимают равными наименьшему контролируемому значению следующих величин: для стержневой арматуры — физического предела текучести σ_y или условного предела текучести $\sigma_{0,2}$; для проволочной арматуры — условного предела текучести $\sigma_{0,2}=0,8\sigma_u$. Нормами установлена доверительная вероятность нормативного сопротивления арматуры — 0,95. Значения нормативных сопротивлений для различных классов стержневой и проволочной арматуры приведены в прил. 5.

Расчетные сопротивления арматуры растяжению для расчета по первой группе предельных состояний определяют делением нормативных сопротивлений на соответствующие коэффициенты надежности по арматуре (табл. 2.1)

$$R_s = R_{sn} / \gamma_s. \quad (2.16)$$

Значения коэффициентов надежности по арматуре составляют:

Арматура	γ_s
Стержневая классов:	
А-I и А-II	1,05
А-III, диаметрами 6...8 мм	1,1
А-III и Ат-IIIС	1,07
А-IV и Ат-IVС, А-V и Ат-V	1,15
А-VI и Ат-VI	1,2
Проволочная классов:	
Вр-I	1,1
В-II и Вр-II	1,2
К-7 и К-19	1,2

Значения расчетных сопротивлений арматуры растяжению приведены в прил. 5.

Расчетные сопротивления арматуры сжатию R_{sc} , ис-

2.1. Категория требований к трещиностойкости железобетонных конструкций в зависимости от условий их работы и вида арматуры

Условия эксплуатации конструкции	Предельно допустимая ширина непродолжительного a_{crcl} и продолжительного a_{crc2} , мм, раскрытия трещин		
	Стержневая классов А-I; А-II; А-III; А-IV; проволочная класса Вр-I	Стержневая классов А-V; А-VI; проволочная классов В-II; Вр-II; К-7; К-19 при диаметре наружной проволоки 3,5 мм и более	Проволочная классов В-II; Вр-II; К-7 при диаметре наружной проволоки 3 мм и менее
В закрытом помещении	Третья категория $a_{crcl}=0,4$ $a_{crc2}=0,3$	Третья категория $a_{crcl}=0,3$ $a_{crc2}=0,2$	Третья категория $a_{crcl}=0,2$ $a_{crc2}=0,1$
На открытом воздухе, а также в грунте выше или ниже уровня грунтовых вод	Третья категория $a_{crcl}=0,4$ $a_{crc2}=0,3$	Третья категория $a_{crcl}=0,2$ $a_{crc2}=0,1$	Третья категория $a_{crcl}=0,2$
В грунте при переменном уровне грунтовых вод	Третья категория $a_{crcl}=0,3$ $a_{crc2}=0,2$	Вторая категория $a_{crcl}=0,2$	Вторая категория $a_{crcl}=0,1$

пользуемые в расчете конструкций по первой группе предельных состояний, при сцеплении арматуры с бетоном принимают равными соответствующим расчетным сопротивлением арматуры растяжению R_s , но не более 400 МПа (исходя из предельной сжимаемости бетона ϵ_{ub}). При расчете конструкций, для которых расчетное сопротивление бетона принято при длительном действии нагрузки с учетом коэффициента условий работы $\gamma_{b2} > 1$, допускается принимать: $R_{sc} = 450$ МПа при арматуре классов А-IV, Ат-IVС; $R_{sc} = 500$ МПа при арматуре классов А-V, Ат-V, А-VI, Ат-VI, В-II, Вр-II, К-7, К-19 (поскольку при длительном действии нагрузки предельная сжимаемость бетона несколько увеличивается). При этом должны соблюдаться специальные конструктивные требования по установке поперечной арматуры, предохраняющей продольную сжатую арматуру от выпучивания, с шагом не более чем 500 мм или не более удвоенной ширины данной грани элемента. При отсутствии сцепления арматуры с бетоном $R_{sc} = 0$.

При расчете элементов конструкций расчетные сопро.

тивления арматуры снижают или в отдельных случаях повышают умножением на соответствующие коэффициенты условий работы γ_{si} , учитывающие возможность неполного использования ее прочностных характеристик в связи с неравномерным распределением напряжений в сечении, низкой прочностью бетона, условиями анкеровки, наличием загибов, характером диаграммы растяжения стали, изменением ее свойств в зависимости от условий работы конструкции и т. п.

При расчете элементов на действие поперечной силы расчетные сопротивления поперечной арматуры снижают введением коэффициента условий работы $\gamma_{s1}=0,8$, учитывающего неравномерность распределения напряжений в арматуре по длине наклонного сечения. Кроме того, для сварной поперечной арматуры из проволоки классов Вр-1 и стержневой арматуры класса А-III, диаметр которых меньше $1/3$ диаметра продольных стержней вводят коэффициент $\gamma_{s2}=0,9$, учитывающий возможность хрупкого разрушения сварного соединения хомутов. Значения расчетных сопротивлений поперечной арматуры при расчете на поперечную силу R_{sw} с учетом коэффициентов γ_{si} приведены в прил. 5.

Кроме того, расчетные сопротивления R_s , R_{sc} и R_{sw} следует умножать на коэффициенты условий работы: γ_{s3} , γ_{s4} — при многократном приложении нагрузки (см. гл. 8); $\gamma_{s5}=l_x/l_p$ или $\gamma_{s5}=l_x/l_{an}$ — в зоне передачи напряжений и в зоне анкеровки ненапрягаемой арматуры без анкеров; γ_{s6} — при работе высокопрочной арматуры при напряжениях выше условного предела текучести $\sigma_{0,2}$.

Расчетные сопротивления арматуры для расчета по второй группе предельных состояний устанавливают при коэффициенте надежности по арматуре $\gamma_s=1$, т. е. принимают равными нормативным значениям $R_{s,ser}=R_{sn}$ и вводят в расчет с коэффициентом условий работы арматуры $\gamma_{si}=1$.

2.3.8. Три категории требований к трещиностойкости железобетонных конструкций

Трещиностойкостью железобетонной конструкции называют ее сопротивление образованию трещин в стадии I напряженно-деформированного состояния или сопро-

тивление раскрытию трещин в стадии II напряженно-деформированного состояния.

К трещиностойкости железобетонной конструкции или ее частей при расчете предъявляют различные требования в зависимости от вида применяемой арматуры. Эти требования относятся к появлению и раскрытию нормальных и наклонных к продольной оси элемента трещин и подразделяются на три категории:

первая категория — не допускается образование трещин;

вторая категория — допускается ограниченное по ширине непродолжительное раскрытие трещин при условии их последующего надежного закрытия (зажатия);

третья категория — допускается ограниченное по ширине непродолжительное и продолжительное раскрытие трещин.

Непродолжительным считается раскрытие трещин при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок; продолжительным — раскрытие трещин при действии только постоянных и длительных нагрузок. Предельная ширина раскрытия трещин (a_{crcl} — непродолжительная и a_{crc2} — продолжительная), при которой обеспечиваются нормальная эксплуатация зданий, коррозионная стойкость арматуры и долговечность конструкции, в зависимости от категории требований по трещиностойкости не должна превышать 0,05...0,4 мм (см. табл. 2.1).

Предварительно напряженные элементы, находящиеся под давлением жидкости или газов (резервуары, напорные трубы и т. п.) при полностью растянутом сечении со стержневой или проволочной арматурой, а также при частично сжатом сечении с проволочной арматурой диаметром 3 мм и менее должны отвечать требованиям первой категории. Другие предварительно напряженные элементы в зависимости от условий работы конструкции и вида арматуры должны отвечать требованиям второй или третьей категории. Конструкции без предварительного напряжения, армированные стержневой арматурой классов А-I, А-II, А-III, Ат-IIIс, должны отвечать требованиям третьей категории (см. табл. 2.1).

Этим требованиям по трещиностойкости элементы должны удовлетворять и при расчете на усилия, возникающие при транспортировании и монтаже.

2.2. Порядок учета нагрузок при расчете конструкций на трещиностойкость

Категория требований трещиностойкости железобетонных конструкций	По образованию трещин	По раскрытию трещин		По закрытию трещин
		непродолжительному	продолжительному	
Первая	Совместное воздействие всех нагрузок (кроме особых) при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$ (как при расчете на прочность)	---	---	---
Вторая	Совместное воздействие всех нагрузок (кроме особых) при $\gamma_f > 1$ (расчет выполняют для выяснения необходимости проверки по непродолжительному раскрытию трещин и по их закрытию)	Совместное воздействие всех нагрузок (кроме особых) при $\gamma_f = 1$	---	Совместное воздействие постоянных и длительных нагрузок при $\gamma_f = 1$
Третья	Совместное воздействие всех нагрузок (кроме особых) при $\gamma_f = 1$ (расчет выполняют для выяснения необходимости проверки по раскрытию трещин)	То же	Совместное воздействие постоянных и длительных при $\gamma_f = 1$	---

Порядок учета нагрузок при расчете на трещиностойкость зависит от категории требований (табл. 2.2).

На концевых участках предварительно напряженных элементов в пределах длины зоны передачи напряжений с арматуры на бетон l_p не допускается образование трещин при совместном действии всех нагрузок (кроме особых), вводимых в расчет с коэффициентом $\gamma_f = 1$. Это требование вызвано тем, что преждевременное образование трещин в бетоне на концевых участках элементов может привести к выдергиванию арматуры из бетона под нагрузкой и внезапному разрушению конструкции.

Трещины, если они возникают при изготовлении, транспортировании и монтаже в зоне, которая впоследствии под нагрузкой будет сжатой, приводят к снижению усилий образования трещин в растянутой при эксплуатации зоне, увеличению ширины их раскрытия и увеличению прогибов. Влияние этих трещин учитывают в расчетах конструкций. Для элементов, работающих в условиях действия многократно повторяющихся нагрузок и рассчитываемых на выносливость, образование таких трещин не допускается.

2.3.9. Основные положения расчета

Предельные состояния первой группы. В расчетах на прочность исходят из III стадии напряженно-деформированного состояния. Сечение конструкции обладает необходимой прочностью, если усилия от расчетных нагрузок не превышают усилий, воспринимаемых сечением при расчетных сопротивлениях материалов с учетом коэффициентов условий работы. Усилие от расчетных нагрузок T (например, изгибающий момент или продольная сила) является функцией нормативных нагрузок, коэффициентов надежности и других факторов C (расчетной схемы, коэффициента динамичности и др.). Усилие, воспринимаемое сечением T_{per} является, в свою очередь, функцией формы и размеров сечения S , прочности материалов R_{bn} , R_{sn} , коэффициентов надежности по материалам γ_b , γ_s и коэффициентов условий работы γ_{bi} , γ_{si} .

Условие прочности выражается неравенством

$$T(g_n, v_n, \gamma_f, \gamma_n, C) \leq T_{per}(S, R_{b,n}, \gamma_b, \gamma_{bi}, R_{s,n}, \gamma_s, \gamma_{si}) \quad (2.17)$$

поскольку $g_n \gamma_f = g$; $v_n \gamma_f = v$; $R_{bn} \gamma_b = R_b$; $R_{sn} \gamma_f = R_s$, то можно записать короче:

$$T(g, v, C, \gamma_n) \leq T_{per}(S, R_b, \gamma_{bi}, R_s, \gamma_{si}). \quad (2.18)$$

Предельные состояния второй группы. Расчет по образованию трещин, нормальных и наклонных к продольной оси элемента, выполняют для проверки трещиностойкости элементов, к которым предъявляют требования первой категории, а также чтобы установить, появляются ли трещины в элементах, к трещиностойкости которых предъявляют требования второй и третьей категории. Считается, что трещины, нормальные к продольной оси, не появляются, если усилие T (изгибающий момент или продольная сила) от действия нагрузок не будет превосходить усилия T_{crc} , которое может быть воспринято сечением элемента

$$T \leq T_{crc}. \quad (2.19)$$

Порядок учета нагрузок и значения коэффициента γ_f при определении усилия T см. табл. 2.2.

Считается, что трещины, наклонные к продольной оси элемента, не появляются, если главные растягивающие напряжения в бетоне не превосходят расчетных значений.

Расчет по раскрытию трещин, нормальных и наклонных к продольной оси, заключается в определении ширины раскрытия трещин на уровне растянутой арматуры и сравнения ее с предельной шириной раскрытия

$$a_{crc} \leq a_{crc,u}. \quad (2.20)$$

Расчет по перемещениям заключается в определении прогиба элемента от нагрузок с учетом длительности их действия и сравнении его с предельным прогибом при $\gamma_f = 1$:

$$f \leq f_u. \quad (2.21)$$

Предельные прогибы устанавливаются различными требованиями: технологическими, обусловленными нормальной работой кранов, технологических установок, машин и т. п.; конструктивными, обусловленными влиянием соседних элементов, ограничивающих деформации; физиологическими; эстетико-психологическими; необходимостью выдерживать заданные уклоны и т. п. (табл. 2.3). Предельные прогибы предварительно напряженных элементов, устанавливаемые эстетико-психоло-

2.3. Предельные прогибы железобетонных элементов

Элемент	Предельный прогиб в долях пролета	Учитываемые в расчете нагрузки при $\gamma_f=1$
Подкрановые балки при электрических кранах режимов работы 4К—6К	Технологические требования: 1/400	От одного крана
Балки, фермы, ригели, плиты покрытий и перекрытий, открытых для обзора, при пролете, l , м: $l=6$ $l=24$ $l=12$ (при высоте помещения до 6 м)	Эстетико-психологические требования: 1/200 1/250 1/250	Постоянные и длительные
Навесные стеновые панели (при расчете из плоскости) при пролетах: $l < 6$ м $6 \text{ м} \leq l \leq 7,5$ $l > 7,5$ м	Конструктивные требования: 1/200 3 см 1/250	Постоянные, длительные и кратковременные

гическими требованиями, могут быть увеличены на высоту выгиба (строительного подъема), если это не ограничено технологическими или конструктивными требованиями.

Существует следующий порядок учета нагрузок в расчете прогибов: при ограничении технологическими или конструктивными требованиями — расчет ведут на действие постоянных, длительных и кратковременных нагрузок; при ограничении эстетическими требованиями — на действие постоянных и длительных нагрузок.

Предельные прогибы консолей, отнесенные к вылету консоли, принимаются вдвое большими. Нормами также устанавливаются предельные прогибы по физиологическим требованиям.

Кроме того, должен выполняться дополнительный расчет по зыбкости для не связанных с соседними элементами железобетонных плит перекрытий, лестничных маршей, площадок и т.п.: добавочный прогиб от кратковременно действующей сосредоточенной нагрузки 1000 Н при наиболее невыгодной схеме ее приложения не должен превышать 0,7 мм.

2.4. Предварительные напряжения в арматуре и бетоне

2.4.1. Значения предварительных напряжений

Создаваемое искусственно предварительное напряжение в арматуре и бетоне имеет весьма существенное значение для последующей работы элементов под нагрузкой. При малых предварительных напряжениях в арматуре и малом обжатии бетона эффект предварительного напряжения с течением времени будет утрачен вследствие релаксации напряжений в арматуре, усадки и ползучести бетона и других технологических и конструктивных факторов. При высоких напряжениях в арматуре, близких к нормативному сопротивлению, в ней возникает опасность разрыва при натяжении (проволочная арматура) и опасность развития значительных остаточных деформаций (горячекатаная). На основании исследований, опыта изготовления и эксплуатации предварительно напряженных элементов значения предварительного напряжения σ_{sp} и σ'_{sp} в арматуре, расположенной соответственно в растянутой и сжатой зонах, от действия внешней нагрузки установлены нормали с учетом предельных отклонений так, чтобы для стержневой и проволочной арматуры выполнялись условия:

$$\sigma_{sp} + p \leq R_{sn}; \quad \sigma_{sp} - p \geq 0,3R_{sn}, \quad (2.22)$$

где $p=0,05\sigma_{sp}$ — при механическом способе натяжения, МПа; $p=30+360/l$ — при электротермическом и электротермомеханическом способе натяжения (l — длина натягиваемого стержня, принимаемая как расстояние между наружными гранями упоров, м).

При натяжении арматуры электротермическим способом во избежание потери упрочнения температура нагрева не должна превышать 300...350 °С.

Начальное контролируемое напряжение в арматуре при натяжении на упоры с учетом потерь от деформации анкеров σ_3 и трения об огибающие приспособления σ_4 (о потерях см. п. 2.4.2) равно

$$\sigma_{con} = \sigma_{sp} - \sigma_3 - \sigma_4; \quad \sigma'_{con} = \sigma'_{sp} - \sigma'_3 - \sigma'_4. \quad (2.23)$$

Начальное контролируемое напряжение при натяжении на бетон (с учетом того, что часть усилия тратится на обжатие бетона)

$$\sigma_{con} = \sigma_{sp} - \alpha\sigma_{bp}; \quad \sigma'_{con} = \sigma'_{sp} - \alpha\sigma'_{bp}, \quad (2.24)$$

где σ_{bp} , σ'_{bp} — напряжение в бетоне при обжатии (с учетом первых потерь).

Возможные производственные отклонения от заданного значения предварительного напряжения арматуры учитывают в расчетах коэффициентом точности натяжения арматуры

$$\gamma_{sp} = 1 \pm \Delta\gamma_{sp};$$

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \frac{p}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right) \geq 0,1, \quad (2.25)$$

где $\Delta\gamma_{sp}$ — предельное отклонение предварительного напряжения в арматуре; знак плюс принимают при неблагоприятном влиянии предварительного напряжения, например в расчетах на прочность для арматуры, расположенной в зоне, сжатой при действии нагрузки, а также в расчетах для стадии изготовления и монтажа элемента; знак минус — при благоприятном; n_p — число напрягаемых стержней в сечении элемента.

Нормами допускается принимать $p=0$ при расчете потерь предварительного напряжения арматуры и при расчете по раскрытию трещин и по перемещениям.

Передаточную (или кубиковую) прочность бетона к моменту обжатия R_{bp} устанавливают так, чтобы при обжатии не создавался слишком высокий уровень напряжения σ_{bp}/R_{bp} , сопровождающийся значительными деформациями ползучести и потерей предварительного напряжения в арматуре. Рекомендуется принимать R_{bp} по расчету, но не менее 11 МПа (при стержневой арматуре класса Ат-VI и арматурных канатах — не менее 15,5 МПа), а также не менее 50 % прочности бетона.

С этой же целью ограничивают напряжения в бетоне σ_{bp} при обжатии; они не должны превышать предельных значений, указанных в табл. 2.4.

2.4. Предельные напряжения обжатия в бетоне предварительно напряженных элементов (при расчетной зимней температуре)

Напряженное состояние сечения	Способ натяжения арматуры	Напряжение обжатия в бетоне σ_{bp} , доля R_{bp} , не более	
		при центральном обжатии	при внецентренном обжатии
При действии внешней нагрузки напряжение обжатия уменьшается	На упоры	0,65	0,75
	На бетон	0,55	0,65
То же, увеличивается	На упоры	0,5	0,55
	На бетон	0,45	0,5

Если напряжение обжатия σ_{br} при действии внешней нагрузки уменьшается (как это чаще всего происходит), то при внецентренном обжатии и натяжении на упоры $\sigma_{br} \leq 0,75 R_{br}$.

Для предварительно напряженных элементов минимальный класс бетона устанавливают в зависимости от вида и класса напрягаемой арматуры, ее диаметра и наличия анкеров:

Арматура	Класс бетона
Проволочная:	
класса В-II с анкерами	B20
класса Вр-II без анкеров диаметром до 5 мм (вкл.)	B20
то же 6 мм и более	B30
арматурные канаты классов К-7 и К-19	B30
Стержневая периодического профиля без анкеров диаметром 10...18 мм (вкл.) классов:	
А-IV и Ат-IVC	B15
А-V и Ат-V	B20
А-VI	B30
То же, диаметром 20 мм и более классов:	
А-IV и Ат-IVC	B20
А-V и Ат-V	B25
А-VI и Ат-VI	B30

С увеличением диаметра и расчетного сопротивления арматуры увеличиваются и принимаемые классы бетона.

2.4.2. Потери предварительных напряжений в арматуре

Общие сведения. Начальные предварительные напряжения в арматуре не остаются постоянными, с течением времени они уменьшаются. Различают первые потери предварительного напряжения в арматуре, происходящие при изготовлении элемента и обжатия бетона, и вторые потери, происходящие после обжатия бетона.

Первые потери. 1. Потери от релаксации напряжений в арматуре при натяжении на упоры; зависят от способа натяжения и вида арматуры.

При механическом способе натяжения высокопрочной арматурной проволоки и канатов $\sigma_1 = [0,22 (\sigma_{sp}/R_{sn}) - 0,1] \sigma_{sp}$, стержневой арматуры — $\sigma_1 = 0,1 \sigma_{sp} - 20$.

При электротермическом и электротермомеханическом способах натяжения высокопрочной арматурной про-

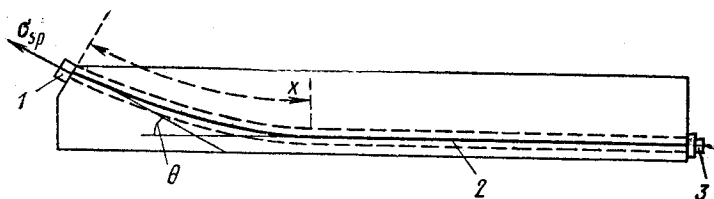


Рис. 2.5. К определению потерь предварительного напряжения арматуры от трения о стенки канала

1 — натяжное устройство; 2 — элемент арматуры в канале; 3 — анкер

волокни и канатов $\sigma_1 = 0,05 \sigma_{sp}$, стержневой арматуры — $\sigma_1 = 0,03 \sigma_{sp}$ (здесь σ_{sp} — без учета потерь).

2. Потери от температурного перепада, т. е. от разности температуры натянутой арматуры и устройств, воспринимающих усилие натяжения при пропаривании или прогреве бетона: $\sigma_2 = 1,25 \Delta t$ — для бетона классов В15...В40; $\sigma_2 = 1 \Delta t$ — для бетонов классов В45 и выше. Здесь Δt — разность между температурой арматуры и упоров, воспринимающих усилие натяжения; при отсутствии данных принимают $\Delta t = 65^\circ\text{C}$.

3. Потери от деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств, вследствие обжатия шайб, смятия высаженных головок, смещения стержней в зажимах или захватах при механическом натяжении на упоры

$$\sigma_3 = (\lambda/l) E_s,$$

где $\lambda = 2$ мм — обжатие опрессованных шайб или смятие высаженных головок; $\lambda = 1,25 + 0,15 d$ — смещение стержней в инвентарных зажимах (d — диаметр стержня, мм); l — длина натягиваемого стержня (расстояние между наружными гранями упоров формы или стенда).

При электротермическом натяжении $\sigma_3 = 0$.

При натяжении на бетон

$$\sigma_3 = [(\lambda_1 + \lambda_2)/l] E_s,$$

где $\lambda_1 = 1$ мм — обжатие шайб, расположенных между анкерами и бетоном элемента; $\lambda_2 = 1$ мм — смещение анкеров стаканного типа, колодок с пробками, анкерных гаек и захватов, принимаемое равным 1 мм; l — длина натягиваемого стержня (длина элемента).

4. Потери от трения арматуры:

а) о стенки каналов или поверхность конструкции при натяжении на бетон (рис. 2.5)

$$\sigma_4 = \sigma_{sp} (1 - e^{-\alpha x - \delta \theta}),$$

где x — длина участка каната; e — основание натуральных логарифмов; θ — суммарный угол поворота оси арматуры на криволинейном участке, рад; δ — коэффициент трения; ω — коэффициент, учитывающий отклонение каната от проектного положения; значения этих коэффициентов приведены ниже

Канал	ω	δ при арматуре в виде	
		пучков, канатов	стержней периодического профиля
С металлической поверхностью	0,003	0,35	0,4
С бетонной поверхностью: образован жестким каналообразователем	0	0,55	0,65
образован гибким каналообразователем	0,0015	0,55	0,65

б) об огибающие приспособления при натяжении на упоры:

$$\sigma_4 = \sigma_{sp} (1 - e^{-0,25\theta}),$$

где θ — сумма углов поворота оси арматуры, рад.

5. Потери от деформации стальных форм при изготовлении предварительно напряженных элементов с натяжением арматуры домкратами

$$\sigma_s = \frac{n-1}{2n} \frac{\Delta l}{l} E_s,$$

где Δl — сближение упоров по оси равнодействующей силы обжатия, определяемое из расчета формы; l — расстояние между наружными гранями упоров; n — число групп стержней, натягиваемых одновременно.

При отсутствии данных о конструкции форм принимают $\sigma_s = 25$ МПа. При натяжении на упоры намоточной машиной значение уменьшают вдвое; при электротермическом натяжении $\sigma_s = 0$.

6. Потери от быстрой протекающей ползучести бетона зависят от условий твердения, уровня напряжений и класса бетона; развиваются они при обжатии и в первые два—три часа после обжатия. При естественном твердении

$$\sigma_6 = 40 \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \text{ при уровне напряжений } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} \leq \alpha;$$

$$\sigma_6 = 40\alpha + 85\beta \left(\frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} - \alpha \right) \text{ при } \frac{\sigma_{bp}}{R_{bp}} > \alpha,$$

где α , β — коэффициенты, которыми учитывают более интенсивное развитие ползучести бетона с увеличением уровня напряжений; $\alpha = 0,25 + 0,025R_{bp} \leq 0,8$; $\beta = 5,25 - 0,185R_{bp} \leq 2,5$ и не менее 1,1; σ_{bp} — напряжение обжатия бетона на уровне центра тяжести сечения напрягаемой арматуры A_s и A'_s от действия усилия предварительного обжатия P с учетом потерь $\sigma_{1,2,3,4,5}$ (при тепловой обработке и атмосферном давлении потери σ_6 умножают на коэффициент 0,85).

Вторые потери. 1. Потери от релаксации напряжений в арматуре при натяжении на бетон высокопрочной арматурной проволоки и стержневой арматуры принимаются такими же, как и при натяжении на упоры, т. е. $\sigma_7 = \sigma_1$.

8. Потери от усадки бетона и соответствующего укорочения элемента зависят от вида бетона, способа натяжения арматуры, условий твердения (табл. 2.5).

2.5. Потери напряжений в арматуре от усадки бетона σ_8 (МПа)

Бетон	Натяжение на		
	упоры		бетон независимо от условий твердения
	естественное твердение	тепловая обработка при атмосферном давлении	
Тяжелый класса:			
В35 и ниже	40	35	30
В40	50	40	35
В45 и выше	60	50	40
Легкий при мелком заполнителе:			
плотном	50	45	40
пористом кроме вспученного перлитового песка	70	60	50

9. Потери от ползучести бетона (следствие соответствующего укорочения элемента) зависят от вида бетона, условий твердения, уровня напряжений. Для тяжелого бетона классов В35; В40; В45 и выше и легкого бетона но при плотном мелком заполнителе

$$\sigma_9 = 150\alpha\sigma_{bp} \text{ при } \sigma_{bp}/R_{bp} \leq 0,75;$$

$$\sigma_9 = 300\alpha(\sigma_{bp}/R_{bp} - 0,375) \text{ при } \sigma_{bp}/R_{bp} > 0,75,$$

где σ_{bp} — напряжение обжатия бетона, определяемое так же, как и при определении потерь от быстронатекающей ползучести, но с учетом еще и σ_6 ; $\alpha = 1$ — при естественном твердении бетона и $\alpha = 0,85$ — при тепловой обработке и атмосферном давлении,

10. Потери от смятия бетона под витками спиральной или кольцевой арматуры (при диаметре труб, резервуаров до 3 м):

$$\sigma_{10} = 70 - 22d,$$

где d — наружный диаметр конструкции, м.

11. Потери от деформаций обжатия стыков между блоками сборных конструкций

$$\sigma_{11} = (n\lambda/l) E_s,$$

где λ — обжатие стыка, равное 0,3 мм при заполнении стыков бетоном и 0,5 мм — при соединении насухо; n — число швов конструкции по длине натягиваемой арматуры; l — длина натягиваемой арматуры, м.

Потери от усадки σ_8 и ползучести σ_9 существенно зависят от времени и влажности среды. Если заранее известен фактический срок загрузки конструкции, эти потери умножают на коэффициент

$$\varphi_t = 4t(100 + 3t) \leq 1,$$

где t — время, отсчитываемое со дня окончания бетонирования элемента (для σ_8) или со дня обжатия бетона (для σ_9), сут.

Для конструкций, эксплуатируемых при влажности воздуха окружающей среды ниже 40 %, потери от усадки и ползучести бетона увеличивают на 25 %; для конструкций, эксплуатируемых в районах с сухим жарким климатом, — на 50 %.

При натяжении арматуры на упоры учитывают:

первые потери — от релаксации напряжений в арматуре, температурного перепада, деформации анкеров, трения арматуры об огибающие приспособления, деформации стальных форм, деформации бетона от быстронатекающей ползучести $\sigma_{los,1} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_4 + \sigma_5 + \sigma_6$;

вторые потери — от усадки и ползучести $\sigma_{los,2} = \sigma_8 + \sigma_9$.

При натяжении арматуры на бетон учитывают:

первые потери — от деформации анкеров, трения арматуры о стенки каналов (или поверхности бетона конструкций) $\sigma_{los,1} = \sigma_3 + \sigma_4$;

вторые потери — от релаксации напряжений в арматуре, усадки и ползучести бетона, смятия бетона под витками арматуры, деформации стыков между блоками (для сборных конструкций, состоящих из блоков) $\sigma_{los,2} = \sigma_7 + \sigma_8 + \sigma_9 + \sigma_{10} + \sigma_{11}$.

Суммарные потери при любом способе натяжения

$$\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2};$$

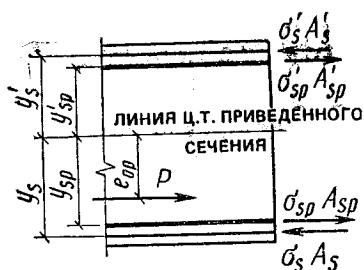


Рис. 2.6. Схема распределения усилия обжатия в предварительно напряженном элементе

они могут составлять около 30 % начального предварительного напряжения. В расчетах конструкций суммарные потери следует принимать не менее 100 МПа.

2.4.3. Напряжения в ненапрягаемой арматуре

В ненапрягаемой арматуре предварительно напряженных элементов под влиянием совместных с бетоном деформаций возникают начальные сжимающие напряжения: при обжатии бетона — равные потерям от быстронатекающей ползучести $\sigma_s = \sigma_6$, а перед загрузением элемента — равные сумме потерь от быстронатекающей ползучести, усадки и ползучести бетона.

Для ненапрягаемой арматуры, расположенной в зоне, растянутой при обжатии элемента, принимают $\sigma_s = \sigma_8$.

2.4.4. Усилия предварительного обжатия бетона

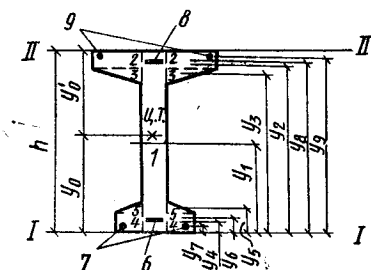
Усилие предварительного обжатия бетона принимают равным равнодействующей усилий в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре:

$$P = \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s, \quad (2.26)$$

а эксцентриситете этого усилия относительно центра тяжести приведенного сечения определяют из условия равенства моментов равнодействующей и составляющих (рис. 2.6):

$$e_{op} = (\sigma_{sp} A_{sp} y_{sp} - \sigma'_{sp} A'_{sp} y'_{sp} - \sigma_s A_s y_s + \sigma'_s A'_s y'_s) / P. \quad (2.27)$$

Рис. 2.7. Схема к определению геометрических характеристик приведенного сечения; 1...5 — элементарные фигуры; 6...9 — арматура



2.4.5. Приведенное сечение

Чтобы определить напряжения в сечениях предварительно напряженных железобетонных элементов в стадии I (до образования трещин), рассматривают приведенное бетонное сечение, в котором площадь сечения арматуры заменяют эквивалентной площадью сечения бетона. Исходя из равенства деформаций арматуры и бетона, приведение выполняют по отношению модулей упругости двух материалов $\alpha = E_s/E_b$. Площадь приведенного сечения элемента составит (рис. 2.7)

$$A_{red} = A + \alpha A_{sp} + \alpha A_s + \alpha A'_{sp} + \alpha A'_s, \quad (2.28)$$

где A — площадь сечения бетона за вычетом площади сечения каналов и пазов.

Статический момент приведенного сечения относительно оси 1—1, проходящей по нижней грани сечения,

$$S_{red} = \sum A_i y_i. \quad (2.29)$$

где A_i — площадь части сечения; y_i — расстояние от центра тяжести i -й части сечения до оси 1—1.

Расстояние от центра тяжести приведенного сечения до оси 1—1

$$y_0 = S_{red}/A_{red}. \quad (2.30)$$

Момент инерции приведенного сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести приведенного сечения

$$I_{red} = \sum [I_i + A_i (y_0 - y)^2], \quad (2.31)$$

где I_i — момент инерции i -й части сечения относительно оси, проходящей через центр тяжести этой части сечения.

Расстояния до верхней и нижней границы ядра сечения от центра тяжести приведенного сечения составляют:

$$r = I_{red}/A_{red} y_0; \quad r_{int} = I_{red}/A_{red} (h - y_0). \quad (2.32)$$

2.4.6. Напряжения в бетоне при обжатии

При обжатии в бетоне развиваются неупругие деформации, эпюра нормальных напряжений приобретает криволинейное очертание. В упрощенной постановке задачи напряжения в бетоне при обжатии определяют в предположении упругой работы сечения и линейности эпюры напряжений:

$$\sigma_{bp} = P/A_{red} \pm Pe_{op} y/I_{red}. \quad (2.33)$$

В зависимости от цели расчета напряжения в бетоне определяют в разных по высоте сечения уровнях:

а) при установлении контролируемого напряжения в арматуре, натягиваемой на бетон, — в уровне усилий в напрягаемой арматуре:

$$\sigma_{bp} = P/A_{red} + Pe_{op} y_{sp}/I_{red}; \quad (2.34)$$

$$\sigma'_{bp} = P/A_{red} - Pe_{op} y'_{sp}/I_{red}, \quad (2.35)$$

где P определяют с учетом первых потерь при $\gamma_{sp} = 1$.

б) при проверке предельных напряжений при обжатии — в уровне крайнего сжатого волокна:

$$\sigma_{bp} = P/A_{red} + Pe_{op} y_0/I_{red}, \quad (2.36)$$

где P определяют с учетом первых потерь (без потерь σ_6) при $\gamma_{sp} = 1$.

в) при расчете потерь σ_6 от быстронатекающей ползучести и σ_9 от ползучести — на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры по формулам (2.34) и (2.35).

2.4.7. Последовательность изменения предварительных напряжений в элементах после загрузки внешней нагрузкой

Центрально-растянутые элементы. При изготовлении элемента арматуру натягивают до начального контролируемого напряжения σ_{con} на упоры форм, выполняют бетонирование, тепловую обработку и выдерживают бетон в форме до приобретения им необходимой передаточной прочности R_{bp} . В этом состоянии 1 произошли первые потери $\sigma_{los,1}$ в основной их части (рис. 2.8). Затем при освобождении с упоров форм и отпуске натяжения арматуры благодаря сцеплению материалов создается обжатие бетона, развиваются деформации быстронатекающей ползучести и полностью происходят первые потери

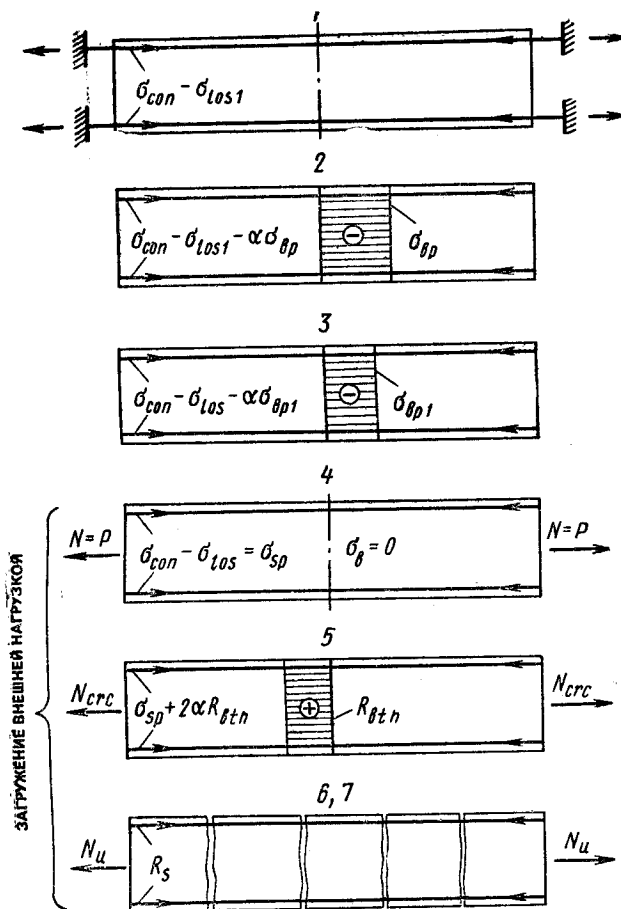


Рис. 2.8. Последовательность изменения напряжений в предварительно напряженном центрально-растянутом элементе

$\sigma_{los,1}$ — это состояние 2. Предварительное напряжение в арматуре с учетом упругого обжатия бетона равно $\sigma_{con} - \sigma_{los,1} - \alpha\sigma_{sp}$. Здесь $\sigma_{los,1}$ не включает потери σ_3, σ_4 , поскольку последние учитываются в σ_{con} .

С течением времени происходят вторые потери $\sigma_{los,2}$, соответственно уменьшаются и упругие напряжения в бетоне — наступает состояние 3. Предварительное напряжение в арматуре с учетом полных потерь и упругого об-

жания бетона в этом состоянии равно $\sigma_{con} - \sigma_{los} - \alpha \sigma_{bpl}$.

После загрузки элемента при постепенном увеличении внешней нагрузки напряжения в бетоне от предварительного обжатия погашаются — это состояние 4. Предварительное напряжение в арматуре с учетом потерь на уровне нулевого напряжения в бетоне в этом состоянии $\sigma_{sp} = \sigma_{con} - \sigma_{los}$.

Дальнейшее увеличение нагрузки приводит к появлению в бетоне предельных растягивающих напряжений R_{btn} , что означает состояние 5, т. е. конец стадии I напряженно-деформированного состояния.

Приращение напряжений в растянутой арматуре после погашения обжатия в бетоне исходя из предельной растяжимости бетона $\Sigma_{ubt} = 2 R_{btn} / E_b$ и совместимости деформаций двух материалов

$$\sigma_s = \epsilon_s E_s = \epsilon_{ubt} E_s = (2R_{btn} / E_b) E_s = 2\alpha R_{btn}.$$

Напряжение в напрягаемой растянутой арматуре перед образованием трещин равно $\sigma_{sp} + 2\alpha R_{btn}$. Оно превышает соответствующее напряжение в элементах без предварительного напряжения на σ_{sp} , что повышает сопротивление возникновению трещин. После образования трещин в стадии II напряженно-деформированного состояния растягивающее усилие воспринимается арматурой — состояние 6. По мере увеличения нагрузки трещины раскрываются. При дальнейшем увеличении нагрузки напряжения в арматуре становятся предельными и происходит разрушение — это состояние 7, т. е. стадия III.

При натяжении арматуры на бетон последовательность напряженных состояний аналогичная. Отличие в период от начала изготовления до загрузки элемента внешней нагрузкой заключается в том, что начальное контролируемое напряжение арматуры определяют с учетом обжатия бетона; есть отличие и в накоплении потерь.

Изгибаемые элементы. При натяжении на упоры форм верхнюю и нижнюю арматуру натягивают до значений начальных контролируемых напряжений σ_{con} , σ'_{con} (рис. 2.9). Обычно принимают $\sigma_{con} = \sigma'_{con}$. После бетонирования и твердения в процессе тепловой обработки происходят первые потери предварительных напряжений в арматуре в основной своей части — состояние 1. После приобретения бетоном необходимой прочности арматура освобождается с упоров форм и обжимает бетон; предварительные напряжения в арматуре в результате быст-

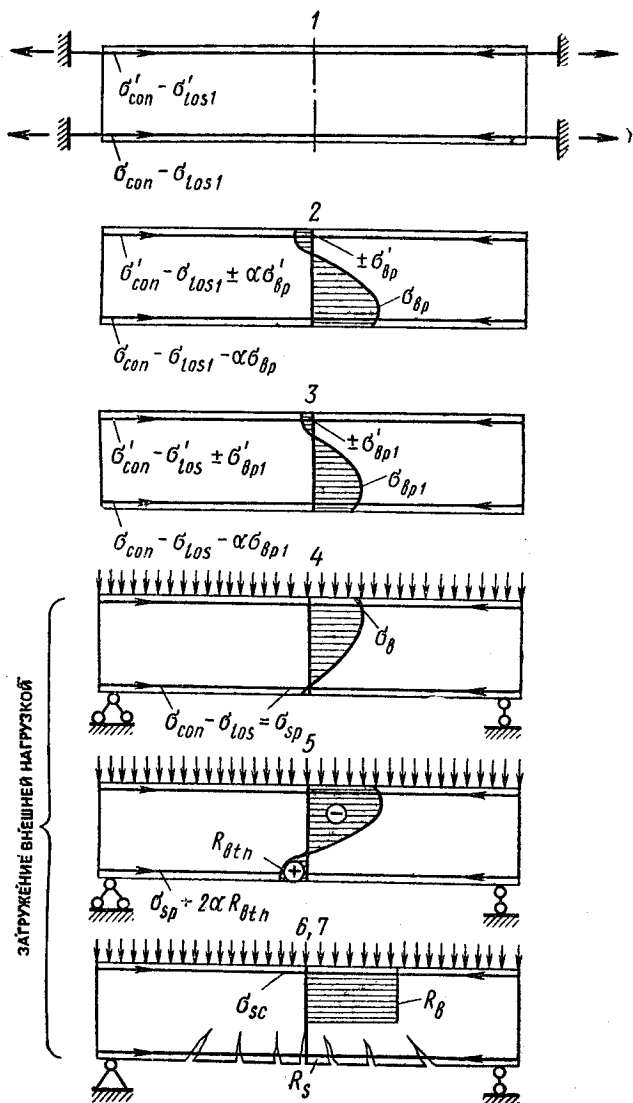


Рис. 2.9. Последовательность изменения напряжений в предварительно напряженном изгибаемом элементе

ронатекающей ползучести и упругого обжатия бетона уменьшаются — состояние 2. При этом вследствие несимметричного армирования, когда $A_{sp} > A'_{sp}$, и внецентренного обжатия элемент получает выгиб. С течением времени происходят вторые потери напряжений арматуры $\sigma_{los,2}$ — состояние 3. После загрузки внешней нагрузкой погашаются напряжения обжатия в бетоне — состояние 4. Предварительное напряжение в арматуре на уровне нулевого напряжения в бетоне в зоне, растянутой от действия внешней нагрузки, в этом состоянии

$$\sigma_{sp} = \sigma_{con} - \sigma_{los}. \quad (2.37)$$

При увеличении нагрузки напряжения в бетоне растянутой зоны достигают предельных растягивающих напряжений $R_{btн}$ — состояние 5. Это и будет концом стадии I напряженно-деформированного состояния при изгибе. В этой стадии напряжение в арматуре равно $\sigma_{sp} + 2\alpha R_{btн}$. При изгибе, как и при растяжении, перед образованием трещин напряжение в растянутой арматуре превышает соответствующее напряжение в арматуре элементов без предварительного напряжения на σ_{sp} . Этим и определяется значительно более высокое сопротивление образованию трещин при изгибе предварительно напряженных элементов. При увеличении нагрузки в растянутой зоне появляются трещины, наступает стадия II напряженно-деформированного состояния. С дальнейшим увеличением нагрузки напряжения в арматуре и бетоне достигают предельных значений, происходит разрушение — стадия III. Напрягаемая арматура площадью сечения A'_{sp} , расположенная в зоне, сжатой от действия внешней нагрузки, деформируется совместно с бетоном сжатой зоны; при этом предварительные растягивающие напряжения в ней уменьшаются. При предельных сжимающих напряжениях в бетоне напряжения в напрягаемой арматуре этой зоны

$$\sigma_{sc} = \sigma_{scu} - \sigma'_{sp}. \quad (2.38)$$

Напряжение σ'_{sp} определяют с коэффициентом точности натяжения $\gamma_{sp} > 1$ и с учетом потерь; при $\sigma'_{sp} < R_{sc}$ арматура площадью сечения A'_{sp} сжата, а при $\sigma'_{sp} > R_{sc}$ — растянута и в последнем случае несколько снижается несущая способность предварительно напряженного элемента. Напряжение $\sigma_{sc,u} = \epsilon_{ub} E_s = 400$ МПа (исходя из предельной сжимаемости бетона 0,002); $\sigma_{scu} =$

$=\varepsilon_{nb}E_s=500$ МПа при коэффициенте условий работы бетона $\gamma_{b2}<1$ (когда при длительном действии нагрузки предельная сжимаемость бетона увеличивается и достигает 0,0025).

2.5. Общий способ расчета прочности элементов

2.5.1. Условия прочности

В сечениях, нормальных к продольной оси элементов, — изгибаемых, внецентренно сжатых, внецентренно растянутых — при двузначной эпюре напряжений в стадии III характерно одно и то же напряженно-деформированное состояние (рис. 2.10). В расчетах прочности элементов усилия, воспринимаемые сечением, нормальным к продольной оси элемента, определяют по расчетным сопротивлениям материалов с учетом коэффициентов условий работы. При этом принимают следующие исходные положения: бетон растянутой зоны не работает — сопротивление R_{bt} равно нулю; бетон сжатой зоны имеет расчетное сопротивление R_b — эпюра напряжений прямоугольная; продольная растянутая арматура испытывает напряжения, не превышающие расчетное сопротивление $\sigma_s \leq R_s$; продольная арматура в сжатой зоне сечения испытывает напряжение σ_{sc} . В общем случае условие прочности при любом из перечисленных внешних воздействий формулируется в виде требования о том, чтобы момент внешних сил не превосходил момента внутренних усилий. Это условие относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой арматуры, можно выразить как

$$M \leq R_b S_b + \sigma_{sc} A'_{sp} z_s, \quad (2.39)$$

где M — в изгибаемых элементах — момент внешних сил от расчетных нагрузок, во внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементах — момент внешней продольной силы относительно той же оси, т. е. $M=Ne$ (e — расстояние от силы N до центра тяжести сечения растянутой арматуры (см. рис. 2.10); S_b — статический момент площади сечения бетона сжатой зоны относительно той же оси; z_s — расстояние между центрами тяжести растянутой и сжатой арматуры.

Напряжение в напрягаемой арматуре, расположенной в сжатой от действия нагрузок зоне, σ_{sc} определяют по формуле (2.38). В элементах без предварительного напряжения $\sigma_{sc}=R_{sc}$.

Высоту сжатой зоны x для сечений, работающих по

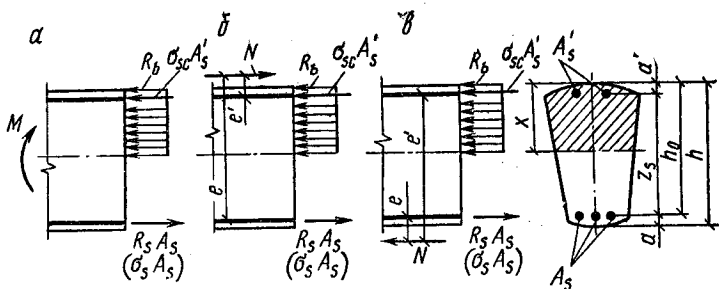


Рис. 2.10. К расчету прочности сечений любой симметричной формы
 а — изгибаемых; б — внецентренно сжатых; в — внецентренно растянутых

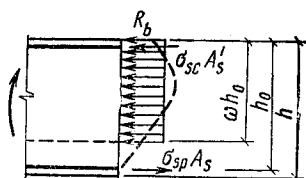


Рис. 2.11. К определению характеристики бетона сжатой зоны

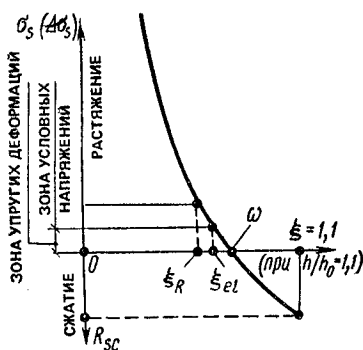


Рис. 2.12. Эмпирическая зависимость между предельными напряжениями в арматуре и высотой сжатой зоны в стадии III

случаю 1, когда в растянутой арматуре и сжатом бетоне достигнуты предельные сопротивления, определяют из уравнения равновесия предельных усилий

$$R_b A_b + \sigma_{sc} A'_{sp} - R_s A_{sp} \pm N = 0, \quad (2.40)$$

где A_b — площадь сечения бетона сжатой зоны, зависящая от высоты сжатой зоны; для прямоугольного сечения $A_b = bx$.

В уравнении (2.40) для N принимают знак минус при внецентренном сжатии, знак плюс — при внецентренном растяжении; $N=0$ при изгибе.

Высоту сжатой зоны x для сечений, работающих по

случаю 2, когда разрушение происходит по сжатому бетону хрупко, а напряжения в растянутой арматуре предельного значения не достигают, также определяют из уравнения (2.40). Но в этом случае расчетное сопротивление R_s заменяют напряжением $\sigma_s < R_s$.

На основе анализа результатов большого числа экспериментов установлено, что напряжение σ_s зависит от относительной высоты сжатой зоны $\xi = x/h_0$. Его можно определить по эмпирической формуле

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{scu} E_s}{1 - (\omega/1,1)} \left(\frac{\omega}{\xi} - 1 \right) + \sigma_{sp}. \quad (2.41)$$

В формуле (2.41) $\omega = x_0/h_0$ — относительная высота сжатой зоны при напряжении в арматуре $\sigma_s = \sigma_{sp}$ (или $\sigma_s = 0$ — в элементах без предварительного напряжения).

Поскольку при $\sigma_s = \sigma_{sp}$ (или при $\sigma_s = 0$) фактическая относительная высота сжатой зоны $\xi = 1$, то ω может рассматриваться как коэффициент полноты фактической эпюры напряжений в бетоне при замене ее условной прямоугольной эпюрой; при этом усилие бетона сжатой зоны $N_b = \omega b h_0 R_b$ (рис. 2.11). На основе опытных данных установлено, что для тяжелого бетона $\omega = 0,85 - 0,008 R_b$, для бетонов на легких заполнителях $\omega = 0,8 - 0,008 R_b$.

Значение ω , вычисленное по этим опытным формулам, называется характеристикой деформативных свойств бетона сжатой зоны.

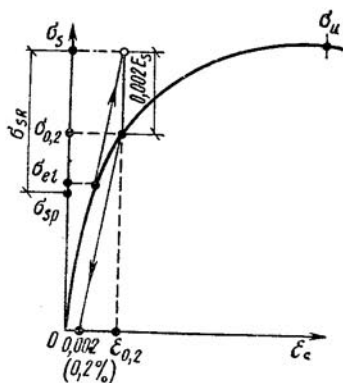
В формуле (2.41) первый член правой части представляет собой приращение напряжения $\Delta\sigma_s$ в напрягаемой арматуре или напряжение σ_s в арматуре элементов без предварительного напряжения. Если относительная высота сжатой зоны $\xi < \omega$, напряжение σ_s будет растягивающим, если же $\xi > \omega$ — сжимающим (рис. 2.12).

2.5.2. Граничная относительная высота сжатой зоны

Граничную относительную высоту сжатой зоны $\xi_R = x_R/h_0$, при которой растягивающие напряжения в арматуре начинают достигать предельных значений $\sigma_s \rightarrow R_s$, находят из зависимости (2.41):

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_s R}{\sigma_{scu}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right)}. \quad (2.42)$$

Рис. 2.13. К определению σ_{sR} — условного предельного напряжения в арматуре, не имеющей физический предел текучести



Здесь $\sigma_{sR} = R_s - \sigma_{sp}$ — напряжение в арматуре с физическим пределом текучести; $\sigma_{sR} = R_s + \varepsilon_{0,2}E_s - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp}$ — напряжение в арматуре с условным пределом текучести с учетом накопившихся остаточных деформаций $\xi_{0,2}$, поскольку в зависимости (2.41) предполагается, что в арматуре развились только упругие деформации (рис. 2.13), в расчетах принимают $\varepsilon_{0,2}E_s = 400$ МПа. $\Delta\sigma_{sp} = = 1500 \sigma_{sp}/R_s - 1200 \geq 0$ — при механическом, автоматизированном электротермическом и электромеханическом способах предварительного напряжения. При других способах предварительного напряжения арматуры классов А-IV, А-V, А-VI, а также для арматуры классов В-II, Вр-II, К-7, К-19 при любых способах предварительного напряжения $\Delta\sigma_{sp} = 0$. Заметим, что $\Delta\sigma_{sp} > 0$ лишь при больших значениях предварительного напряжения, когда $(\sigma_{sp}/R_s) > 0,8$.

В расчетах прочности сечений при определении напряжения σ_s в нормах кроме формулы (2.41) принимают также и другие эмпирические зависимости.

Таким образом, в общем случае расчет прочности сечения, нормального к продольной оси, выполняют в зависимости от значения относительной высоты сжатой зоны. Если $\xi \leq \xi_R$, высоту сжатой зоны определяют из уравнения (2.40), если же $\xi > \xi_R$ прочность рассчитывают, совместно решая систему уравнений: (2.39), (2.40), (2.41), как изложено далее в 18.1.

Напряжения высокопрочной арматуры σ_s в предельном состоянии могут превышать условный предел текучести. По данным опытов это может происходить, если

относительная высота сжатой зоны, найденная из уравнения (2.40), меньше граничной, т. е. $\xi < \xi_R$. Превышение оказывается тем большим, чем меньше значение ξ . Опытная зависимость имеет вид

$$\frac{\sigma_s}{R_s} = 0,95 \frac{\sigma_u}{\sigma_{0,2}} - \left(0,95 \frac{\sigma_u}{\sigma_{0,2}} - 1\right) \frac{\xi}{\xi_R}. \quad (2.43)$$

В расчетах прочности сечений расчетное сопротивление арматуры R_s умножают на коэффициент условий работы арматуры

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) (2\xi/\xi_R - 1) \leq \eta, \quad (2.44)$$

где η — коэффициент, принимаемый равным: для арматуры классов А-IV, Ат-IVС — 1,2; А-V, Ат-V, В-II, Вр-II, К-7, К-19 — 1,15; А-VI, Ат-VI — 1,1.

Значение ξ определяют, полагая $\gamma_{s6} = 1$.

2.5.3. Предельный процент армирования

Предельный процент армирования изгибаемых элементов с одиночной арматурой (расположенной только в растянутой зоне) определяют из уравнения равновесия предельных усилий (2.40) при высоте сжатой зоны, равной граничной. При этом для прямоугольного сечения

$$R_b b x_R - R_s A_{sp} = 0. \quad (2.45)$$

Отсюда

$$\mu = 100 \xi_R (R_b / R_s). \quad (2.46)$$

Предельный процент армирования с учетом значения ξ_R по формуле (2.42) для предварительно напряженных элементов

$$\mu = \frac{100 \omega R_b}{[1 + (\sigma_{sR} / \sigma_{scu}) (1 - \omega / 1,1)] R_s} \quad (2.47)$$

для элементов без предварительного напряжения при $\sigma_{sR} = \sigma_{scu} = R_s$

$$\mu = \frac{100 \omega R_b}{2 (1 - \omega / 1,1) R_s}. \quad (2.48)$$

Предельный процент армирования с повышением класса арматуры уменьшается. Сечения изгибаемых элементов, имеющие процент армирования, превышающий предельный, называют переармированными.

Нижний предел процента армирования (минималь-

ный процент армирования) установлен в нормах из конструктивных соображений для восприятия не учитываемых расчетом различных усилий (усадочных, температурных и т. п.). Для изгибаемых и внецентренно растянутых прямоугольных сечений шириной b , высотой h минимальный процент армирования продольной растянутой арматурой $\mu_1 = 0,05\%$; для внецентренно растянутых элементов в случае приложения продольной силы в пределах расстояния z_s (см. рис. 2.10) $\mu_1 = 0,05\%$.

В тавровых сечениях с полкой в сжатой зоне минимальный процент армирования относится к площади сечения ребра, равной $b \times h$.

2.6. Напряжения в ненапрягаемой арматуре с условным пределом текучести при смешанном армировании

При смешанном армировании предварительно напряженных элементов часть продольной арматуры класса А-IV или А-V с условным пределом текучести применяют в целях экономии без предварительного напряжения и обрывают в пролете по эпюре моментов (рис. 2.14). Изменение напряжений в растянутой ненапрягаемой арматуре развивается совместно с изменением напряжений в растянутой напрягаемой арматуре. На совмещенной диаграмме (рис. 2.15) на оси ординат зафиксировано предварительное напряжение σ_{sp2} с учетом первых и вторых потерь и возникающее при этом вследствие ползучести и усадки бетона сжимающее напряжение в ненапрягаемой арматуре $\sigma_{sc} = \sigma_{6,89}$. Так называемый зуб на диаграмме вызван релаксацией напряжений в арматуре σ_1 .

Исходным пунктом для установления напряжений в ненапрягаемой арматуре σ_{sd} в момент, когда напряжения в напрягаемой арматуре достигают расчетного сопротивления, служит равенство приращения деформаций на сопряженной диаграмме

$$\Delta \epsilon_s = \Delta \epsilon_p. \quad (2.49)$$

Приращение деформаций в ненапрягаемой арматуре определяют из приращения в ней напряжений

$$\Delta \sigma_s = \sigma_s + \sigma_{sc}, \quad (2.50)$$

а приращение деформаций в напрягаемой арматуре — из приращения напряжений.

Напряжения в ненапрягаемой арматуре σ_{sd} являют-

Рис. 2.14. Сечение изгибаемого элемента со смешанным армированием

1 — ненапрягаемая арматура с условным пределом текучести; 2 — напрягаемая арматура

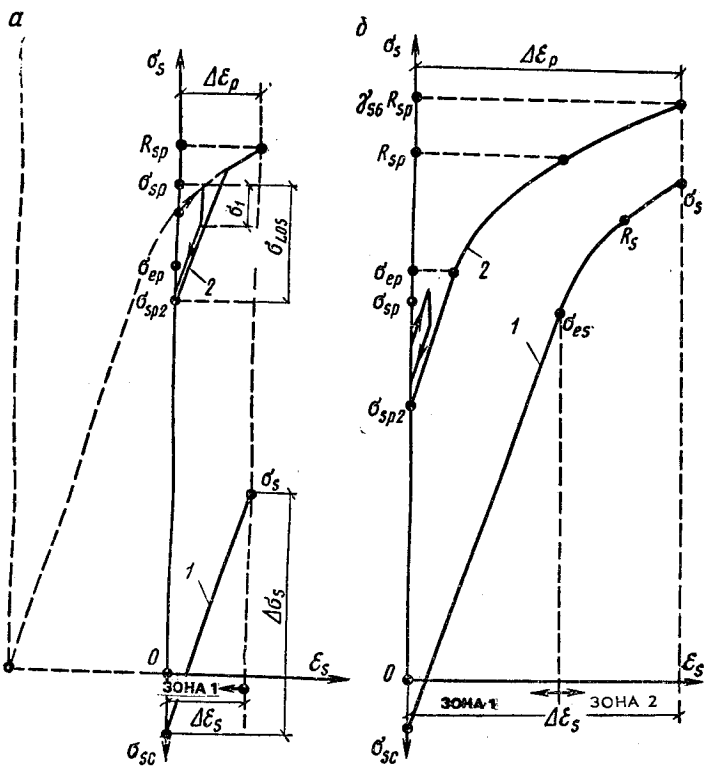
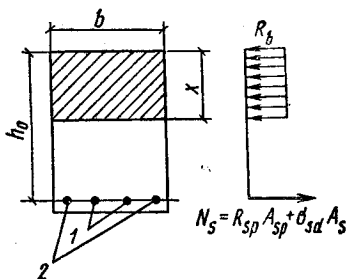


Рис. 2.15. Сопряженная диаграмма растяжения при смешанном армировании

а — при $\xi \geq \xi_R$ и $\sigma_{sp} > \sigma_{ep}$; б — при $\xi < \xi_R$ и $\sigma_{sp} \leq \sigma_{ep}$; 1 — ненапрягаемая арматура; 2 — напрягаемая арматура

ся расчетными для расчета прочности и проектирования конструкций. Они могут быть существенно меньше значения R_{sp} , но могут и приближаться к значению $\gamma_{sc} R_{sp}$ в зависимости от относительной высоты сжатой зоны ξ и значения начального предварительного напряжения σ_{sp} . Ниже рассмотрено два крайних случая.

1. *Относительная высота сжатой зоны приближается к своему граничному значению $\xi \rightarrow \xi_R$, начальное предварительное напряжение превышает предел упругости $\sigma_{sp} > \sigma_{ep} = 0,8 R_{sp}$ (см. рис. 2.15, а). При этом в ненапрягаемой арматуре наблюдается приращение лишь упругих деформаций — зона I на диаграмме:*

$$\Delta \epsilon_s = \Delta \sigma_s / E_s; \quad (2.51)$$

в напрягаемой же арматуре наблюдается приращение упругих и пластических деформаций:

$$\Delta \epsilon_p = (R_{sp} - \sigma_{sp2}) / E_{sp} + 0,002 - \epsilon_{opl}, \quad (2.52)$$

где ϵ_{opl} — пластическая деформация, выбранная при натяжении арматуры за пределом упругости, когда $\sigma_{sp} > \sigma_{ep}$.

Исходя из равенства приращения деформаций (2.49) находят расчетное напряжение

$$\sigma_{sd} = (R_{sp} - \sigma_{sp2}) E_s / E_{sp} + (0,002 - \epsilon_{opl}) E_s - \sigma_{sc}. \quad (2.53)$$

2. *Относительная высота сжатой зоны меньше своего граничного значения $\xi < \xi_R$, начальное предварительное напряжение меньше предела упругости $\sigma_{sp} \leq \sigma_{ep}$ (см. рис. 2.15, б). В этом случае в ненапрягаемой и напрягаемой арматуре наблюдается приращение упругих и пластических деформаций:*

$$\Delta \epsilon_s = \Delta \sigma_s / E_s + \epsilon_{s,pl}; \quad (2.54)$$

$$\Delta \epsilon_{sp} = (\gamma_{s6} R_{sp} - \sigma_{sp2}) / E_{sp} + \epsilon_{p,pl}. \quad (2.55)$$

Коэффициент условий работы арматуры γ_{s6} зависит от относительной высоты сжатой зоны ξ и определяется по формуле (2.44).

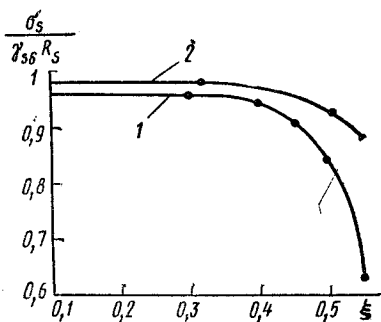
Расчетные напряжения в ненапрягаемой арматуре находят из равенства приращения деформаций (2.49), (2.54) и (2.55):

$$\sigma_{sd} = (\gamma_{s6} R_{sp} - \sigma_{sp2}) E_s / E_{sp} + (\epsilon_{p,pl} - \epsilon_{s,pl}) E_s - \sigma_{sc}. \quad (2.56)$$

Здесь расчетные напряжения в ненапрягаемой арматуре σ_{sd} приближаются к своему расчетному сопротивлению; если же ненапрягаемая арматура на класс ниже напрягаемой, они становятся равными расчетному сопротивлению.

Рис. 2.16. Зависимость использования механических свойств ненапрягаемой арматуры при смешанном армировании от относительной высоты сжатой зоны ξ и значения начального предварительного напряжения

σ_{sp}
 1 — $\sigma_{sp} = 0,9R_{spn}$; 2 — $\sigma_{sp} = 0,6R_{spn}$
 бетон класса В20, арматура класса А-V



Пластические деформации стержневой арматуры с условным пределом текучести определяют по формуле (1.18): $\epsilon_{opl} = 0,25 (\sigma_{sp}/R_{spn} - 0,8)^3$; $\epsilon_{spl} = 0,25 (\sigma_s/R_s - 0,8)^3$; $\epsilon_{p,pl} = 0,25 (\gamma_{s6} - 0,8)^3$; при отрицательных значениях выражений в скобках пластические деформации равны нулю.

В других случаях сочетания значений ξ и σ_{sp} расчетные напряжения в ненапрягаемой арматуре σ_{sd} определяют также из равенства приращения деформаций (2.49).

На примере изгибаемого элемента из бетона класса В20 с напрягаемыми и ненапрягаемыми стержнями класса А-V диаграммой на рис. 2.16 иллюстрируется степень использования механических свойств ненапрягаемой арматуры $\sigma_{sd}/\gamma_{s6}R_s$ в зависимости от относительной высоты сжатой зоны ξ и предварительного напряжения с учетом потерь. Полное использование механических свойств ненапрягаемой арматуры $\gamma_{s6}R_s$ достигают при относительно невысоком начальном предварительном напряжении $\sigma_{sp} \approx 0,6 R_{spn}$ и малой относительной высоте сжатой зоны сечения $\xi \approx 0,15$. Это возможно лишь в плитах, редко в балках — с малым содержанием арматуры.

Контрольные вопросы для самостоятельной проработки материала главы 2

1. В чем значение экспериментальных исследований для теории сопротивления железобетона?
2. Как протекает процесс развития трещин в растянутых зонах железобетонных элементов?
3. Опишите напряженно-деформированное состояние железобетонных элементов под нагрузкой; как оно изменяется по стадиям?
4. Объясните, в чем физическая сущность случая 1 и случая 2 в третьей стадии напряженно-деформированного состояния элемента?

5. В чем особенность трех стадий напряженно-деформированного состояния под нагрузкой предварительно напряженных элементов?

6. В чем заключаются основные положения метода расчета прочности сечений в упругой схеме по допускаемым напряжениям, недостатки метода?

7. В чем заключаются основные положения метода расчета прочности сечений по разрушающим усилиям с единым коэффициентом запаса, преимущества и недостатки метода?

8. В чем заключаются основные положения расчета конструкций по методу предельных состояний, две группы предельных состояний?

9. Что должен обеспечивать расчет по предельным состояниям первой группы?

10. Что должен обеспечивать расчет по предельным состояниям второй группы?

11. Какая принята классификация нагрузок, с какой целью вводятся коэффициент надежности?

12. Какие установлены нормативные сопротивления бетона? С какой обеспеченностью?

13. Как определяется расчетное сопротивление бетона для I и II групп предельных состояний? С какой целью вводятся коэффициенты надежности и коэффициенты условий работы?

14. Как устанавливается нормативное сопротивление для различных классов сталей?

15. Какие приняты расчетные сопротивления арматуры и коэффициенты надежности и условий работы арматуры?

16. Как записывают условия расчета элементов по предельным состояниям первой и второй группы и объясните их смысл?

17. Какие требования предъявляют к трещиностойкости железобетонной конструкции и как они делятся по категориям?

18. Как устанавливается начальное предварительное напряжение в арматуре? Чему равно контролируемое напряжение в арматуре?

19. Чему равен коэффициент точности натяжения арматуры и для чего вводится этот коэффициент?

20. Что такое передаточная прочность бетона, как устанавливают ее величину?

21. В чем заключается физическая сущность видов потерь предварительного напряжения в арматуре?

22. Из чего складываются первые и вторые потери предварительного напряжения в арматуре при натяжении арматуры на упоры форм на бетон?

23. Что такое приведенное бетонное сечение, его геометрические и статические характеристики?

24. Какова последовательность изменения напряженного состояния предварительно напряженного центрально растянутого элемента?

25. Какова последовательность изменения напряженного состояния предварительно напряженного изгибаемого элемента?

26. Что такое граничная относительная высота сжатой зоны? Как изображают эмпирическую зависимость предельных напряжений в арматуре от относительной высоты сжатой зоны в III стадии?

27. Каковы предпосылки расчета прочности сечений, нормальных к оси — при изгибе, внецентренных сжатии и растяжении? Какова эпюра напряжений сечения?

28. Как записывают условия общего способа расчета прочности сечений при различных внешних воздействиях — изгибе, внецентренных сжатии и растяжении?

29. От каких факторов зависит начало разрушения по растянутой зоне — в случае 1, по сжатой зоне — случай 2?

30. Чему равен коэффициент условий работы для высокопрочной арматуры γ_{sb} , в чем его физический смысл?

31. Как определяют напряжения в ненапрягаемой арматуре с условным пределом текучести при смешанном армировании изгибаемого элемента?

32. От каких факторов зависит возможность полного использования механических свойств ненапрягаемой арматуры с условным пределом текучести при смешанном армировании изгибаемого элемента?

ГЛАВА 3. ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

3.1. Конструктивные особенности

Наиболее распространенные изгибаемые элементы железобетонных конструкций — плиты и балки. Балками называют линейные элементы, длина которых l значительно больше поперечных размеров h и b . Плитами называют плоские элементы, толщина которых h_1 значительно меньше длины l_1 и ширины b_1 . Из плит и балок образуют многие железобетонные конструкции, чаще других — плоские перекрытия и покрытия, сборные и монолитные (рис. 3.1), а также сборно-монолитные. Плиты в монолитных конструкциях делают толщиной 50...100 мм, в сборных — меньшей толщины.

Плиты и балки могут быть однопролетными и многопролетными (рис. 3.2). Такие плиты деформируются подобно балочным конструкциям при различного рода нагрузках, если значение последних не изменяется в направлении, перпендикулярном пролету.

Армируют плиты сварными сетками. Сетки укладывают в плитах так, чтобы стержни их рабочей арматуры располагались вдоль пролета и воспринимали растягивающие усилия, возникающие в конструкции при изгибе под нагрузкой, в соответствии с эпюрами изгибающих моментов (см. рис. 3.2). Поэтому сетки в плитах размещаются понизу, а в многопролетных плитах — также и поверху, над промежуточными опорами.

Стержни рабочей арматуры принимают диаметром 3...10 мм, располагают их на расстоянии (с шагом) 100...200 мм одна от другого. Защитный слой бетона для рабочей арматуры принимают не менее 10 мм, в особо толстых плитах (толще 100 мм) — не менее 15 мм.

Поперечные стержни сеток (распределительную арматуру) устанавливают для обеспечения проектного по-

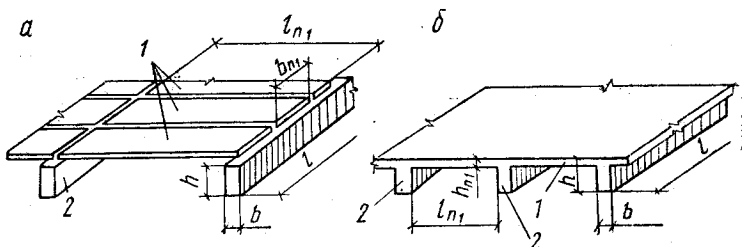


Рис. 3.1. Схемы перекрытий из железобетонных элементов
a — сборное; *б* — монолитное; 1 — плиты; 2 — балки

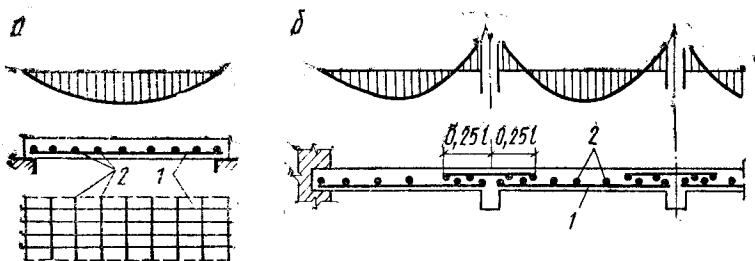


Рис. 3.2. Однопролетная (*a*) и многопролетная (*б*) плиты при действии равномерно распределенной нагрузки
 1 — стержни рабочей арматуры; 2 — стержни распределительной арматуры

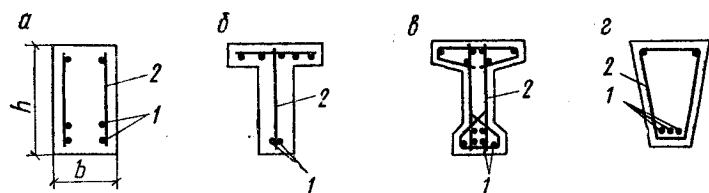


Рис. 3.3. Поперечное сечение балок и схемы армирования
a — прямоугольное; *б* — тавровое; *в* — двутавровое; *г* — трапециевидное
 1 — продольные стержни; 2 — поперечная арматура

ложения рабочих стержней, уменьшения усадочных и температурных деформаций конструкций, распределения местного воздействия сосредоточенных нагрузок на большую площадь. Общее сечение поперечных стержней принимают не менее 10 % сечения рабочей арматуры, размещенной в месте наибольшего изгибающего момента; располагают их с шагом 250...300 мм, но не реже чем через 350 мм.

Армирование плит отдельными стержнями с вязкой

их в сетки вручную с помощью вязальной проволоки применяют в отдельных случаях (плиты сложной конфигурации в плане или с большим числом отверстий и т. д.), когда стандартные сварные сетки не могут быть использованы.

Железобетонные балки могут быть прямоугольного, таврового, двутаврового, трапециевидного сечения (рис. 3.3).

Высота балок h колеблется в широких пределах; она составляет $1/10...1/20$ часть пролета в зависимости от нагрузки и типа конструкции. В целях унификации высоту балок назначают кратной 50 мм, если она не более 600 мм, и кратной 100 мм — при бóльших размерах, из которых предпочтительнее значения, кратные 100 мм до высоты 800 мм, затем высоты 1000, 1200 мм и далее кратные 300.

Ширину прямоугольных поперечных сечений b принимают в пределах $(0,3...0,5) h$, а именно значения 100, 120, 150, 200, 220, 250 мм и далее, кратные 50 мм, из которых предпочтительнее 150, 200 мм и далее кратные 100.

Для снижения расхода бетона ширину балок назначают наименьшей. В поперечном сечении балки рабочую арматуру размещают в растянутой зоне сечения в один или два ряда с такими зазорами, которые допускали бы плотную укладку бетона без пустот и каверн (рис. 3.4). Расстояние в свету между стержнями продольной арматуры, ненапрягаемой или напрягаемой с натяжением на упоры, должно быть не менее наибольшего диаметра стержней, а для нижних горизонтальных (при бетонировании) и верхних стержней также не менее соответственно 25 и 30 мм. Если нижняя арматура расположена более чем в два ряда, то горизонтальное расстояние между стержнями в третьем (снизу) и выше расположенных рядах принимают не менее 50 мм.

В стесненных условиях стержни можно располагать попарно без зазоров. Расстояние в свету между стержнями периодического профиля принимают по номинальному диаметру.

Продольную рабочую арматуру в балках (как и в плитах) укладывают согласно эпюрам изгибающих моментов в растянутых зонах, где она должна воспринимать продольные растягивающие усилия, возникающие при изгибе конструкции под действием нагрузок. Для экономии стали часть продольных арматурных

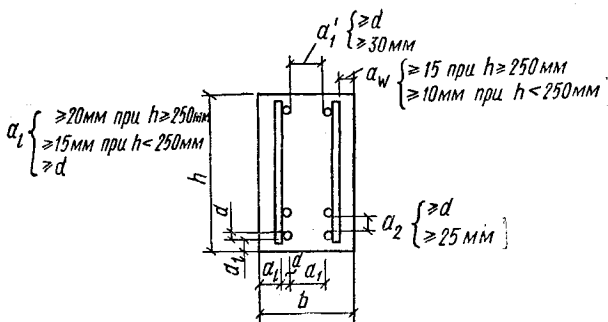


Рис. 3.4. Размещение арматуры в поперечном сечении балок

a_1 — защитный слой бетона для рабочей арматуры; a_w — то же для поперечной арматуры; d — наибольший диаметр рабочих стержней; a_1 — расстояние в свету между нижними (при бетонировании) продольными стержнями; a_1 — то же, между верхними (при бетонировании) стержнями; a_2 — расстояние в свету между рядами продольных стержней

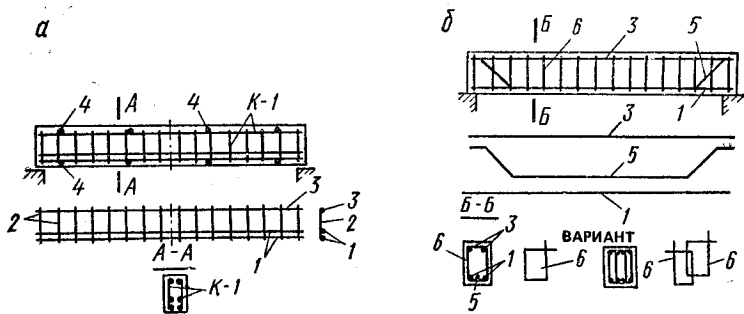


Рис. 3.5. Схемы армирования балок сварными каркасами К-1 (а) и вязаной арматурой (б)

1 — продольные рабочие стержни (стержни второго ряда не доведены до опор); 2 — поперечные стержни каркасов; 3 — продольные монтажные стержни; 4 — поперечные соединительные стержни; 5 — рабочие стержни с отгибами; 6 — хомуты вязаных каркасов

стержней можно не доводить до опор и обрывать в пролете там, где они по расчету на восприятие изгибающего момента не требуются. Площадь сечения продольной рабочей арматуры A_s в изгибаемых элементах должна определяться расчетом, но составлять не менее $\mu = 0,05\%$ площади сечения элемента с размерами b и h_0 . Для продольного армирования балок обычно применяют стержни периодического профиля (реже гладкие) диаметром 12...32 мм.

В балках шириной 150 мм и более предусматривают не менее двух продольных (доводимых до опоры) стержней; при ширине менее 150 мм допускается установка одного стержня (одного каркаса).

В железобетонных балках одновременно с изгибающими моментами действуют поперечные силы, что вызывает необходимость устройства поперечной арматуры. Количество ее определяют расчетом и по конструктивным требованиям.

Продольную и поперечную арматуру объединяют в сварные каркасы, а при отсутствии сварочных машин — в вязаные (рис. 3.5). Вязаные каркасы весьма трудоемки, их применяют лишь в случаях, когда по местным условиям изготовление сварных каркасов невозможно. Плоские сварные каркасы объединяют в пространственные с помощью горизонтальных поперечных стержней, устанавливаемых через 1...1,5 м.

При армировании вязаными каркасами (рис. 3.5, б) хомуты в балках прямоугольного сечения делают замкнутыми; в тавровых балках, в которых ребро сечения с обеих сторон связано с монолитной плитой, хомуты могут быть скрытые сверху. В балках шириной более 350 мм устанавливают многоветвевые хомуты. Диаметр хомутов вязаных каркасов принимают не менее 6 мм при высоте балок до 800 мм и не менее 8 мм при большей высоте.

По расчетно-конструктивным условиям расстояние в продольном направлении между поперечными стержнями (или хомутами) в элементах без отгибов должно быть: в балках высотой до 400 мм — не более $h/2$, но не более 150 мм; в балках высотой выше 400 мм — не более $h/3$, но не более 500 мм. Это требование относится к опорным участкам балок длиной $1/4$ пролета элемента при равномерно распределенной нагрузке, а при сосредоточенных нагрузках, кроме того, и на протяжении от опоры до ближайшего груза, но не менее $1/4$ пролета. В остальной части элемента расстояние между поперечными стержнями (хомутами) может быть больше, но не более чем $3/4 h$ и не более 500 мм.

Поперечные стержни (хомуты) в балках и ребрах высотой более 150 мм, ставят, даже если они не требуются по расчету; при высоте менее 150 мм поперечную арматуру можно не применять, если удовлетворяются требования расчета.

В балках высотой более 700 мм у боковых граней ставят дополнительные продольные стержни на расстояниях (по высоте) не более, чем через 400 мм; площадь каждого из этих стержней должна составлять не менее 0,1 % той части площади поперечного сечения балки, которую они непосредственно армируют (высотой, равной полусумме расстояний до ближайших стержней, и шириной, равной половине ширины элемента, но не более 200 мм). Эти стержни вместе с поперечной арматурой сдерживают раскрытие наклонных трещин на боковых гранях балок.

Для объединения всех арматурных элементов в единый каркас, устойчивый при бетонировании, и для анкеровки концов поперечной арматуры у верхних граней балок ставят монтажные продольные стержни диаметром 10...12 мм. В сборных балках монтажные стержни могут быть использованы как расчетные в условиях транспортирования и монтажа.

Вместо поперечных стержней или в дополнение к ним в балках можно применять наклонные стержни. Они работают эффективнее поперечных стержней, поскольку больше соответствуют направлению главных растягивающих напряжений балки. Однако при изготовлении балок удобнее использовать поперечные стержни и поэтому они предпочтительнее. Наклонные стержни обычно размещают под углом 45° к продольным. В высоких балках (более 800 мм) угол наклона может быть увеличен до 60° ; в низких балках, а также при сосредоточенных грузах угол наклона уменьшают до 30° .

При армировании балок вязаными каркасами для экономии стали и улучшения конструкции каркаса целесообразно устройство отгибов части продольных рабочих стержней (см. рис. 3.5, б). Закругления отгибов выполняют по дуге с радиусом не менее $10d$. Отгибы оканчиваются прямыми участками длиной не менее $0,8 l_{an}$ (см. подглаву 1.3) и не менее $20d$ в растянутой или $10d$ в сжатой зоне. Прямые участки отгибов из гладких стержней оканчиваются крюками.

В предварительно напряженных изгибаемых элементах арматуру располагают в соответствии с эпюрами изгибаемых моментов и поперечных сил, возникающих от нагрузки. Армирование криволинейной напрягаемой арматурой (рис. 3.6, а) более всего отвечает очертаниям траекторий главных растягивающих напряжений и по-

Рис. 3.6. Схемы армирования предварительно напряженных балок

а — криволинейной напрягаемой арматурой; *б* — прямолинейной напрягаемой арматурой

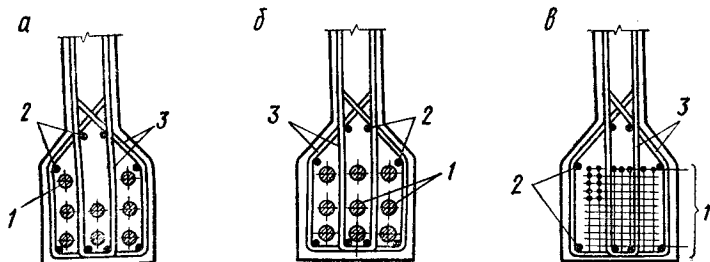
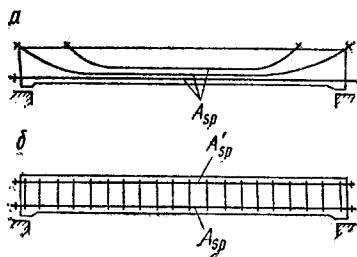


Рис. 3.7. Примеры размещения арматуры в растянутой зоне поперечного сечения предварительно напряженных балок

а — армирование стержнями периодического профиля; *б* — армирование пучками или канатами в каналах; *в* — армирование высокопрочной проволокой; 1 — напрягаемая арматура; 2 — продольная ненапрягаемая арматура; 3 — поперечная арматура

тому наиболее рационально, но оно сложнее, чем армирование прямолинейной арматурой (рис. 3.6, б). В последнем случае кроме арматуры A_{sp} , воспринимающей усилия растянутой зоны под нагрузкой, часто ставят также арматуру A'_{sp} у противоположной грани балки в количестве $(0,15...0,25) A_{sp}$. Это полезно в элементах большой высоты, где усилие обжатия располагается вне ядра сечения и вызывает на противоположной стороне растяжение, которое может привести к образованию трещин в этой зоне (в процессе изготовления элементов). В элементах небольшой высоты напрягаемую арматуру у верхней грани можно не ставить, раскрытие верхних трещин может быть погашено монтажной ненапрягаемой арматурой.

Наиболее рациональная форма поперечного сечения изгибаемых предварительно напряженных элементов — двутавровая, а при толстой стенке — тавровая (см. рис.

3.3, б, в). Сжатая полка сечения развивается по условию восприятия сжимающей равнодействующей внутренней пары сил изгибающего момента, возникающего в элементе под нагрузкой, а уширение растянутой зоны — по условию размещения в ней арматуры, а также по условию обеспечения прочности этой части сечения при обжатии элемента (для предварительно напряженных элементов).

Напрягаемую арматуру komponуют в растянутых зонах поперечных сечений так, как показано на рис. 3.7. При этом защитный слой бетона и расстояние между стержнями, канатами, натягиваемыми на упоры, принимают согласно рис. 3.4. Если арматуру натягивают на бетон, то расстояние от поверхности элемента до поверхности канала принимают не менее 40 мм и не менее ширины канала; необходимо, чтобы это расстояние до боковых граней элемента было, кроме того, не менее половины высоты канала. Напрягаемая арматура, располагаемая в пазах или снаружи граней элемента, должна иметь защитный слой толщиной не менее 20 мм от наружной поверхности дополнительно наносимого бетона. Расстояние в свету между каналами для арматуры, натягиваемой на бетон, должно быть не менее диаметра канала и не менее 50 мм.

Угол наклона криволинейной арматуры, натягиваемой на бетон, устанавливают не более 30° , а радиус закругления (во избежание больших потерь предварительного напряжения) принимают, мм, не менее:

при диаметре проволок в пучках 5 мм (и менее)	
и канатов диаметром 6...9 мм	4
то же, 6...8 мм и канатов диаметром 12...15 мм	6
при стержневой арматуре диаметром до 25 мм	15
то же 28...40 мм	20

В предварительно напряженных балках особое значение имеет конструирование приопорных участков. Здесь происходит передача значительных усилий обжатия с арматуры на бетон через торцовые анкеры (при натяжении на бетон) или при арматуре без анкеров на концевых участках арматуры в зоне ее анкеровки. Здесь же при внеосевом воздействии напрягаемой арматуры на элемент возникают местные перенапряжения в торцовой части элемента, из-за чего могут образоваться трещины, раскрывающиеся по торцу и поверху на конце элемента.

Поэтому надо усиливать концевые участки предварительно напряженных элементов.

Местное усиление участков предварительно напряженных элементов под анкерами, а также в местах опирания натяжных устройств рекомендуется выполнять напрягаемой арматурой с помощью закладных деталей или дополнительной поперечной арматуры, а также увеличением сечения элемента на этих участках. Толщину защитного слоя у концов предварительно напряженных элементов на длине зоны передачи усилий с арматуры на бетон необходимо увеличить, принимая ее при стержневой арматуре класса А-IV (At-IVC) и ниже, а также при арматурных канатах не менее $2d$, а при стержневой арматуре класса А-V (At-V) и выше — не менее $3d$ (d — диаметр арматуры или каната). При этом толщина защитного слоя должна быть не менее 40 мм для стержневой арматуры (всех классов) и не менее 20 мм для арматурных канатов. Для концевых частей элементов толщину защитного слоя допускается сохранять такой же, как и на остальной длине, при наличии стальной опорной детали, надежно заанкеренной в бетоне предварительно напряженного элемента, и дополнительной поперечной или косвенной арматуры, охватывающей все продольные напрягаемые стержни.

Если напрягаемую арматуру располагают у торцов элементов сосредоточенно у верхней и нижней граней, то необходимо у торца элемента предусматривать дополнительно напрягаемую или ненапрягаемую поперечную арматуру. Усилие натяжения в поперечной арматуре должно составлять не менее 15 % усилия натяжения продольной арматуры растянутой зоны у опорного сечения. Поперечные ненапрягаемые стержни должны быть надежно заанкерены по концам посредством приварки к закладным деталям. Ненапрягаемую поперечную арматуру нужно принимать такого сечения, которое способно воспринимать усилие, равное не менее 20 % усилия в продольной напрягаемой арматуре (нижней зоны опорного сечения), определяемого расчетом по прочности.

Арматурные предварительно напрягаемые элементы, натягиваемые на бетон, необходимо снабжать анкерами, то же относится к арматурным элементам, натягиваемым на упоры, если сцепление их с бетоном недостаточно, — к гладкой проволоке, многопрядным канатам. Эта

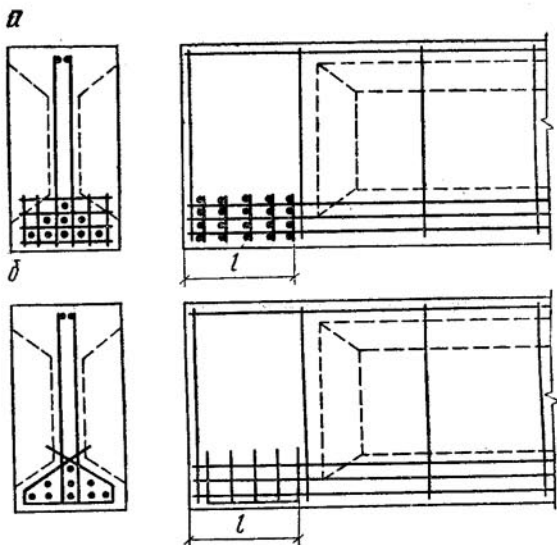


Рис. 3.8. Схемы местного усиления концевых участков предварительно напряженных балок
а — поперечными сварными сетками; б — хомутами или сварной сеткой в обхват

анкеровка должна быть надежной на всех стадиях работы конструкции.

Особых анкерных устройств на концах напрягаемых арматурных элементов не требуется для натягиваемой на упоры высокопрочной арматурной проволоки периодического профиля, арматурных канатов однократной свивки, стержневой арматуры периодического профиля.

По концам предварительно напряженных элементов при арматуре без анкеров, а также при наличии анкерных устройств производят местное усиление бетона с помощью дополнительных сетей или хомутов, охватывающих все продольные стержни (рис. 3.8). Длину участка усиления принимают равной двум длинам анкерных устройств, а при отсутствии анкеров — не менее $0,6 l_p$ (см. подглаву 1.3) и не менее 200 мм.

В предварительно напряженных элементах на их концевых участках при арматуре без анкеров по нормам не допускается образования трещин при совместном действии всех нагрузок (кроме особых).

На крайних свободных (незашемленных) опорах изгибаемых элементов (балок, плит) без предварительного напряжения для обеспечения анкеровки продольных стержней арматуры (доводимых до опоры) эти стержни необходимо заводить за внутреннюю грань опоры не менее чем на $5d$, если в приопорном участке элемента не предполагается образования трещин по расчету, а при возможности образования трещин—не менее чем на $10d$.

Длину зоны анкеровки l_{an} на крайней свободной опоре определяют по формуле (1.20). Если $l_{an} < 10d$, размер заделки может быть принят $< l_{an}$, однако не менее $5d$. В этом случае, а также в случае приварки концов стержней к надежно заанкеренным стальным закладным деталям расчетное сопротивление продольной арматуры на опорном участке не снижается.

3.2. Расчет прочности по нормальным сечениям элементов любого профиля

В качестве примера ниже рассмотрена однопролетная железобетонная балка, свободно лежащая на двух опорах, симметрично загруженная двумя сосредоточенными силами (рис. 3.9). Участок балки между грузами находится в условиях чистого изгиба; в его пределах действует только изгибающий момент M , поперечная же сила Q равна нулю. На определенной ступени загрузки в бетоне растянутой зоны этого участка образуются нормальные трещины, т. е. направленные перпендикулярно продольной оси балки. На участках между опорой и грузом, где действуют одновременно изгибающий момент M и поперечная сила Q , образуются наклонные трещины. В соответствии с этим прочность изгибаемых элементов рассчитывают как по нормальным ($a—a$), так и по наклонным ($b—b$) сечениям.

Прочность изгибаемых железобетонных элементов любого симметричного профиля по нормальным сечениям, согласно первой группе предельных состояний, рассчитывают по стадии III напряженного состояния (см. рис. 2.1).

В расчетной схеме усилий принимают, что на элемент действует изгибающий момент M , вычисляемый при расчетных значениях нагрузок, а в арматуре и бетоне действуют усилия, соответствующие напряжениям, равным расчетным сопротивлениям (рис. 3.10). В бетоне сжатой

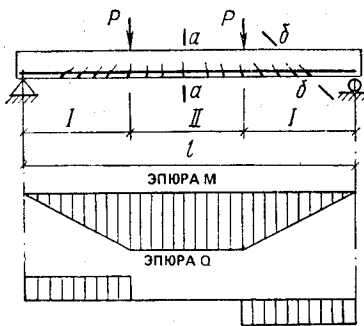


Рис. 3.9. Схема железобетонного изгибаемого элемента

I — участок действия M и Q ; II — участок действия M

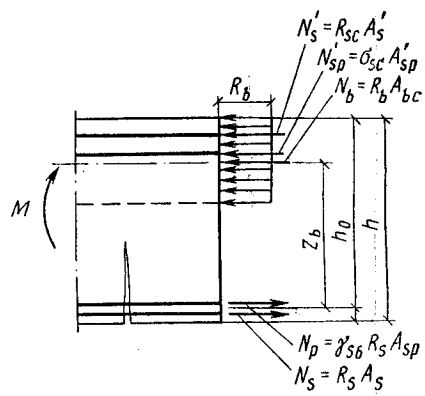
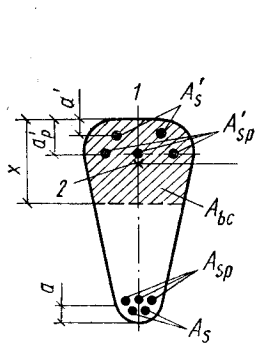


Рис. 3.10. Схема усилий при расчете прочности изгибаемых элементов по нормальному сечению

1 — ось симметрии сечения элемента; 2 — центр тяжести площади бетона сжатой зоны; a — расстояние от равнодействующей усилий в арматуре A_s и A_{sp} до растянутого края сечения (все остальные буквенные обозначения на рисунке — общепринятые)

зоны криволинейную эпюру напряжений заменяют (для упрощения) прямоугольной, что на значение момента влияет несущественно. Напряжение в бетоне R_b принимают одинаковым во всей сжатой зоне.

Сечение элемента может быть любой формы, симметричной относительно оси, совпадающей с силовой плоскостью изгиба. В растянутой зоне сечения элемента в общем случае имеется арматура без предварительного напряжения площадью сечения A_s с расчетным сопротив-

лением растяжению R_s , а также предварительно напрягаемая арматура площадью A_{sp} и своим расчетным сопротивлением R_s . Арматура может быть также в сжатой зоне: без предварительного напряжения площадью сечения A'_s с расчетным сопротивлением сжатию R_{sc} и предварительно напрягаемая площадью A'_{sp} с расчетным напряжением σ_{sc} . Если армирование смешанное и применяется ненапрягаемая арматура с условным пределом текучести, то вместо R_s вводят расчетное напряжение σ_{sd} (см. 2.6).

Рекомендуется применять изгибаемые элементы при сечениях, удовлетворяющие условию случая 1:

$$x \leq \xi_R h_0. \quad (3.1)$$

Значение граничной относительной высоты сжатой зоны для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений определяют по формуле (2.42).

Равнодействующие нормальных напряжений в арматуре и бетоне

$$\begin{aligned} N_s &= R_s A_s; & N_p &= \gamma_{s6} R_s A_{sp}; & N_b &= R_b A_{bc}; & (3.2) \\ N'_s &= R_{sc} A'_s; & N'_{sp} &= \sigma_{sc} A'_{sp}. \end{aligned}$$

Здесь под γ_{s6} подразумевают дополнительный коэффициент условий работы, учитывающий повышение прочности растянутой высокопрочной арматуры, напряженной выше условного предела текучести, вычисляемый по эмпирической формуле (2.44) при условии, что $\xi \leq \xi_R$.

Из условия равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на ось элемента

$$R_s A_s + \gamma_{s6} R_s A_{sp} - R_b A_{bc} - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A'_{sp} = 0 \quad (3.3)$$

можно определить площадь сечения бетона A_{bc} сжатой зоны, а по ней и высоту сжатой зоны x .

Прочность элемента достаточна, если внешний расчетный изгибающий момент не превосходит расчетной несущей способности сечения, выраженной в виде обратно направленного момента внутренних сил. При моментах, взятых относительно оси, нормальной к плоскости действия изгибающего момента и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий во всей растянутой арматуре A_s и A_{sp} , условие прочности выражается неравенством,

$$M \leq R_b A_{bc} z_b + R_{sc} A'_s (h_0 - a') + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'). \quad (3.4)$$

При пользовании формулами (3.3) и (3.4) напряжени-
е σ_{sc} в арматуре A'_{sp} получают из формулы (2.38):

$$\sigma_{sc} = \sigma_{scu} - \sigma'_{sp}, \quad (3.5)$$

в которой σ'_{sp} определяют при коэффициенте $\gamma_{sp} > 1$.

Если в сечении отсутствуют отдельные виды растяну-
той или сжатой арматуры, то выпадают и соответствующие
члены в приведенных формулах.

При случае 2, когда

$$x \geq \xi_R h_0, \quad (3.6)$$

в уравнениях (3.3, 3.4) принимают $\gamma_{s6} = 1$ и значение σ_s
вместо R_s .

Значение σ_s определяют по формуле:

$$\sigma_s = R_s (0,2 + \xi_R) / [0,2 + \xi + 0,35 (1 - \xi/\xi_R) \sigma_{sp}/R_s], \quad (3.7)$$

в которой $\xi = x/h_0$ подсчитывают при значении R_s , а σ_{sp}
берут при коэффициенте точности натяжения арматуры
 $\gamma_{sp} > 1$.

Разрешается также элементы из бетона классов В30
и ниже с ненапрягаемой арматурой классов А-I, А-II,
А-III и Вр-I при $x > \xi_R h_0$ рассчитывать по формуле (3.4),
подставляя в нее значение $x = \xi_R h_0$.

3.3. Расчет прочности по нормальным сечениям элементов прямоугольного и таврового профиля

Элементы прямоугольного профиля с одиночной ар-
матурой (без предварительного напряжения). Они име-
ют следующие геометрические характеристики (рис.
3.11):

$$A_{bc} = bx; \quad z_b = h_0 - 0,5x, \quad (3.8)$$

где h_0 и b — рабочие высота и ширина сечения.

Высоту сжатой зоны x определяют на основании ра-
венства (3.3) из выражения

$$bx R_b = R_s A_s. \quad (3.9)$$

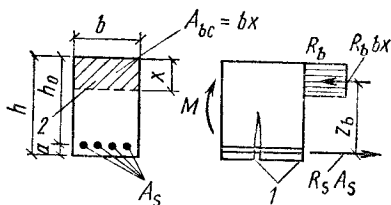
Условие прочности, согласно выражению (3.4), име-
ет вид

$$M \leq R_b bx (h_0 - 0,5x). \quad (3.10)$$

Удобно пользоваться также выражением моментов,
взятых относительно оси, проходящей через центр тяже-

Рис. 3.11. Прямоугольное сечение с одиночной арматурой и схема усилий при расчете прочности элемента по нормальному сечению

1 — нормальные трещины; 2 — граница сжатой зоны



сти сжатой зоны:

$$M \leq R_s A_s (h_0 - 0,5x). \quad (3.11)$$

Формулы (3.9) и (3.10) или (3.11) применяют совместно. Они действительны при $x < \xi_R h_0$, где ξ_R определяют по выражению (3.7) или (2.42).

Коэффициент армирования

$$\mu = A_s / (bh_0) \quad (3.12)$$

и процент армирования $\mu \cdot 100$ с учетом соотношений (3.9) и $\xi = x/h_0$ могут быть представлены следующим образом:

$$\mu = \xi R_b / R_s; \quad 100\mu = 100\xi R_b / R_s. \quad (3.13)$$

Отсюда можно установить максимально допустимое содержание арматуры в прямоугольном сечении по предельным значениям ξ_R .

Если $x > \xi_R h_0$, то изгибающий момент вычисляют по указаниям, приведенным в материале 3.2.

Из анализа выражений (3.10) и (3.11) следует, что несущая способность элемента может быть удовлетворена при различных сочетаниях размеров поперечного сечения элемента и количества арматуры в нем. В реальных условиях стоимость железобетонных элементов близка к оптимальной при значениях:

$$\begin{array}{ll} \mu = 1 \dots 2\%; & \xi = 0,3 \dots 0,4 \text{ — для балок} \\ \mu = 0,3 \dots 0,6\%; & \xi = 0,1 \dots 0,15 \text{ — для плит} \end{array}$$

Прочность сечения с заданными bh , A_s (материалы и момент M предполагаются известными) проверяют в такой последовательности: из выражения (3.9) находят высоту сжатой зоны x , проверяют ее по условию (3.1) и затем используют в выражении (3.10) или (3.11). Сечение считается подобраным удачно, если его несущая способность, выраженная по моменту, превышает заданный расчетный момент не более чем на 3...5 %.

Сечения подбирают по заданному моменту по выражениям (3.9) и (3.10) или (3.11) при знаке равенства в них.

В практике для расчета прямоугольных сечений с одиночной арматурой используют табл. 3.1. С этой целью формулы (3.10) и (3.11), преобразуя, приводят к виду

$$M = \alpha_m b h_0^2 R_b; \quad (3.14)$$

$$A_s = M / (\zeta h_0 R_s), \quad (3.15)$$

3.1. Таблица для расчета изгибаемых элементов прямоугольного сечения, армированных одиночной арматурой

$\xi = x/h_0$	$\zeta = z_b/h_0$	α_m	$\xi = x/h_0$	$\zeta = z_b/h_0$	α_m
0,01	0,995	0,01	0,36	0,82	0,295
0,02	0,99	0,02	0,37	0,815	0,301
0,03	0,985	0,03	0,38	0,81	0,309
0,04	0,98	0,039	0,39	0,805	0,314
0,05	0,975	0,048	0,4	0,8	0,32
0,06	0,97	0,058	0,41	0,795	0,326
0,07	0,965	0,067	0,42	0,79	0,332
0,08	0,96	0,077	0,43	0,785	0,337
0,09	0,955	0,085	0,44	0,78	0,343
0,1	0,95	0,095	0,45	0,775	0,349
0,11	0,945	0,104	0,46	0,77	0,354
0,12	0,94	0,113	0,47	0,765	0,359
0,13	0,935	0,121	0,48	0,76	0,365
0,14	0,93	0,13	0,49	0,755	0,37
0,15	0,925	0,139	0,5	0,75	0,375
0,16	0,92	0,147	0,51	0,745	0,38
0,17	0,915	0,155	0,52	0,74	0,385
0,18	0,91	0,164	0,53	0,735	0,39
0,19	0,905	0,172	0,54	0,73	0,394
0,2	0,9	0,18	0,55	0,725	0,399
0,21	0,895	0,188	0,56	0,72	0,403
0,22	0,89	0,196	0,57	0,715	0,408
0,23	0,885	0,203	0,58	0,71	0,412
0,24	0,88	0,211	0,59	0,705	0,416
0,25	0,875	0,219	0,6	0,7	0,42
0,26	0,87	0,226	0,61	0,695	0,424
0,27	0,865	0,236	0,62	0,69	0,428
0,28	0,86	0,241	0,63	0,685	0,432
0,29	0,855	0,248	0,64	0,68	0,435
0,3	0,85	0,255	0,65	0,675	0,439
0,31	0,845	0,262	0,66	0,67	0,442
0,32	0,84	0,269	0,67	0,665	0,446
0,33	0,835	0,275	0,68	0,66	0,449
0,34	0,83	0,282	0,69	0,655	0,452
0,35	0,825	0,289	0,7	0,65	0,455

где

$$\alpha_m = (x/h_0) (1 - 0,5x/h_0) = \xi (1 - 0,5\xi); \quad (3.16)$$

$$\zeta = z/h_0 = 1 - 0,5\xi. \quad (3.17)$$

Из равенства (3.14) находят выражение для определения рабочей высоты сечения

$$h_0 = \sqrt{M/(\alpha_m b R_b)}. \quad (3.18)$$

По выражениям (3.16) и (3.17) для коэффициентов ζ , α_m и составлена табл. 3.1. Пользование этой таблицей значительно сокращает вычисления.

При заданных значениях изгибаемого момента, классе бетона, классе арматуры возможны задачи двух типов.

Задача типа 1. Заданы размеры сечения b , h . Требуется определить площадь сечения растянутой арматуры A_s .

Из уравнения (3.15) находят

$$\alpha_m = M/(R_b b h_0^2)$$

и по табл. 3.1 находят ξ , проверяя при этом условие $\xi \leq \xi_R$; Затем определяют A_s из уравнения (3.15):

$$A_s = M/(R_s \zeta h_0).$$

Задача типа 2. Требуется определить размеры сечения b , h и площадь сечения арматуры A_s .

Задаются шириной сечения b и рекомендуемым по экономическим условиям значением относительной высоты сжатой зоны $\xi = 0,35$, по которому из табл. 3.1 находят коэффициент α_m .

По формуле (3.18) определяют

$$h_0 = \sqrt{M/(\alpha_m R_b b)}.$$

Затем находят полную высоту $h = h_0 + a$ и по ней устанавливают унифицированный размер. Если полученные размеры b , h не отвечают конструктивным требованиям, их уточняют повторным расчетом. Затем определяют площадь сечения арматуры A_s так же, как в задаче типа 1.

Табл. 3.1 может быть использована и для проверки прочности элемента. Вычисляют $\mu = A_s/(b h_0)$ по известным данным о сечении, а также значение ξ по формуле (3.13), проверяя его по условию (3.1). Затем по ξ находят в табл. 3.1 значение α_m и по формуле (3.14) вычисляют изгибающий момент, выдерживаемый сечением.

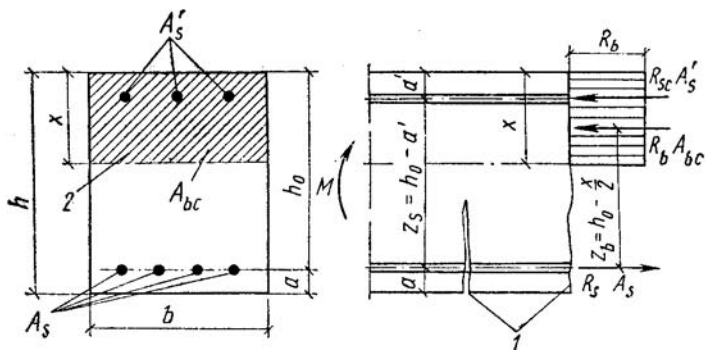


Рис. 3.12. Прямоугольное сечение с двойной арматурой и схема усилий при расчете прочности элемента по нормальному сечению
1 — нормальные трещины; 2 — граница сжатой зоны

Элементы прямоугольного профиля с двойной арматурой. В практике могут встретиться случаи применения элементов с двойной арматурой (рис. 3.12), хотя арматура в сжатой зоне менее эффективна, чем в растянутой.

Если в изгибаемом элементе предусматривается продольная арматура в сжатой (при действии нагрузки) зоне (с $R_{sc} \leq 400$ МПа), учитываемая в расчете, то для предотвращения выпучивания продольных стержней поперечную арматуру ставят: в сварных каркасах на расстояниях не более $20d$, в вязаных каркасах — не более $15d$ (d — наименьший диаметр сжатых продольных стержней) и не более 500 мм.

Проставив A_{bs} и z_b из равенства (3.8) в формулу (3.4), получают условие прочности изгибаемого элемента прямоугольного сечения, армированного двойной арматурой (при отсутствии A_{sp} и A'_{sp}):

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (3.19)$$

а подставив A_{bc} в формулу (3.3), получают уравнение для определения высоты сжатой зоны

$$R_b b x = R_s A_s - R_{sc} A'_s. \quad (3.20)$$

При этом имеется в виду соблюдение условий $x \leq \xi_R h_0$. Если при одиночной арматуре оказывается, что $x > \xi_R h_0$, то арматура в сжатой зоне требуется по расчету. В этом случае нужно пользоваться расчетными формулами (3.6) и (3.7). В условиях применения бетонов класса В30

и ниже в сочетании с арматурой класса не выше А-III можно расчет выполнять по формуле

$$M \leq \alpha_R R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (3.21)$$

в которой $\alpha_R = \alpha_m$ определяют из табл. 3.1 для значения $\xi = \xi_R$, вычисленного по формуле (2.42).

При подборе сечений с двойной арматурой по заданным моменту, классу бетона и классу стали возможны задачи двух типов.

Задача типа 1. Заданы размеры b и h . Требуется определить площадь сечения арматуры A_s и A'_s .

Из условия (3.19), учитывая выражение (3.16), при $x = \xi_R h_0$ находят

$$A'_s = (M - \alpha_R R_b b h_0^2) / (R_{sc} z_s),$$

а из уравнения (3.20)

$$A_s = A'_s R_{sc} / R_s + \xi_R R_b b h_0 / R_s.$$

Задача типа 2. Заданы размеры сечения b и h и площадь сечения сжатой арматуры A'_s . Определить площадь сечения арматуры A_s .

Из условия (3.19), принимая во внимание выражение (3.16), находят, что

$$\alpha_m = (M - R_{sc} A'_s z_s) / (R_b b h_0^2).$$

Если $\alpha_m \leq \alpha_R$, из табл. 3.1 находят ξ и из равенства (3.20)

$$A_s = A'_s R_{sc} / R_s + \xi b h_0 R_b / R_s.$$

Если $\alpha_m > \alpha_R$, заданного количества арматуры по площади сечения A'_s недостаточно.

При проверке прочности сечения (данные известны все) вычисляют высоту сжатой зоны из уравнения (3.20), затем проверяют условие (3.19).

Предварительно напряженные элементы с наличием в поперечном сечении арматуры A'_{sp} и A'_s рассчитывают аналогично описанному с использованием выражений (3.3) и (3.4), но при сохранении всех членов.

Элементы таврового профиля. Тавровые сечения встречаются в практике весьма часто как в отдельных железобетонных элементах — балках, так и в составе конструкций — в монолитных ребристых и сборных па-

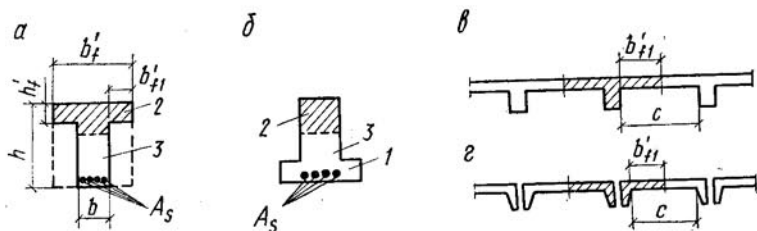


Рис. 3.13. Тавровые сечения

а — балка с полкой в сжатой зоне; *б* — то же в растянутой зоне; *в* — тавровое сечение в составе монолитного перекрытия; *г* — то же в составе сборного перекрытия; 1 — полка; 2 — сжатая зона; 3 — ребро

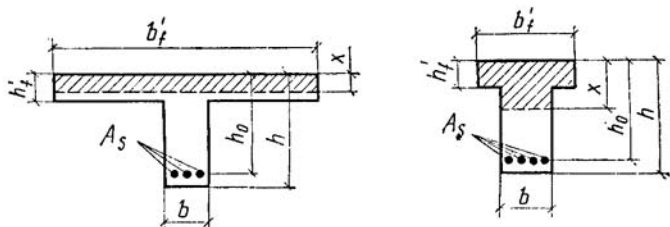


Рис. 3.14. Два расчетных случая тавровых сечений: расположение границы сжатой зоны в пределах полки (*а*) и ниже полки (*б*)

нельных перекрытиях (рис. 3.13). Тавровое сечение образуется из полки и ребра.

В сравнении с прямоугольным (см. пункт на рис. 3.13, *а*) тавровое сечение значительно выгоднее, ибо при одной и той же несущей способности (несущая способность железобетонного элемента не зависит от площади сечения бетона растянутой зоны) расходуется меньше бетона вследствие сокращения размеров растянутой зоны. По той же причине более целесообразно тавровое сечение с полкой в сжатой зоне (см. рис. 3.13, *а*), так как полка в растянутой зоне (см. рис. 3.13, *б*) не повышает несущей способности элемента.

Тавровое сечение, как правило, имеет одиночное армирование.

При большой ширине полок участки свесов, более удаленные от ребра, напряжены меньше. Поэтому в расчет вводят эквивалентную ширину свесов полки b'_{f1} (см. рис. 3.13, *в*, *г*). Она принимается равной: в каждую сторону от ребра — не более половины расстояния в свету между ребрами c и не более $1/6$ пролета рассчитываемо-

го элемента; в элементах с полкой толщиной $h'_f < 0,1$ без поперечных ребер или с ребрами при расстоянии между ними более размера между продольными ребрами, вводимая в расчет ширина каждого свеса h'_{f1} не должна превышать $6 h'_f$. Для отдельных балок таврового профиля (при консольных свесах полок) вводимая в расчет ширина свеса b'_{f1} (см. рис. 3.13, а) должна составлять:

- при $h'_f \geq 0,1$ не более $6 h'_f$
 » $0,05 \leq h'_f < 0,1 h$ » $3 h'_f$
 » $h'_f < 0,05 h$ свесы полки в расчете не учитывают

При расчете тавровых сечений различают два случая положения нижней границы сжатой зоны: в пределах полки и ниже ее (рис. 3.14).

Нижняя граница сжатой зоны располагается в пределах полки, т. е. $x \leq h'_f$, сечениях с развитыми свесами. В этом случае тавровое сечение рассчитывают как прямоугольное с размерами b'_f и h_0 (см. рис. 3.14, а), поскольку площадь бетона в растянутой зоне на несущую способность не влияет.

Расчетные формулы (для элементов без предварительного напряжения):

$$R_b b'_f x = R_s A_s; \quad (3.22)$$

$$M \leq R_b b'_f (h_0 - 0,5x), \quad (3.23)$$

или

$$M \leq \alpha_m R_b b'_f h_0^2, \quad (3.24)$$

где α_m — коэффициент из табл. 3.1.

Нижняя граница сжатой зоны размещается ниже полки, т. е. $x > h'_f$ в сечениях со слаборазвитыми свесами. В этом случае сжатая зона сечения состоит из сжатых зон ребра и свесов полки.

Положение нижней границы сжатой зоны определяется из уравнения

$$R_s A_s = R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f. \quad (3.25)$$

Условие прочности при моментах, вычисляемых относительно оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий

в растянутой арматуре, имеет следующий вид:

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f). \quad (3.26)$$

Для тавровых сечений должно быть соблюдено условие $x \leq \xi_R h_0$.

Ориентировочно высота тавровой балки может быть определена (из опыта проектирования) по формуле

$$h = (7 \dots 9) \sqrt[3]{M}, \quad (3.27)$$

которая предусматривает измерение h в см, а M — в кН·м. Ширину ребра обычно принимают равной

$$h = (0,4 \dots 0,5) h. \quad (3.28)$$

Размеры полки b'_f и h'_f чаще всего известны из компоновки конструкции. Сечение арматуры A_s по расчетному моменту определяют в зависимости от расчетного случая. Если нейтральная ось проходит в пределах полки, то A_s находят из расчета сечения как прямоугольного с одиночной арматурой при размерах b и h , используя табл. 3.1.

Расчетный случай таврового сечения может быть определен по следующим признакам:

если известны все данные о сечении, включая A_s , то при

$$R_s A_s \leq R_b b'_f h'_f \quad (3.29)$$

граница сжатой зоны проходит в полке; при обратном неравенстве она пересекает ребро;

если известны размеры сечения b'_f , h'_f , b , h и задан расчетный изгибающий момент, но A_s неизвестно, то при

$$M \leq R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f) \quad (3.30)$$

граница сжатой зоны проходит в полке; при обратном неравенстве она пересекает ребро.

Для случая, когда граница сжатой зоны проходит ниже полки, формулы (3.25) и (3.26) можно преобразовать с учетом соотношений $x = \xi h_0$ и (3.16):

$$R_s A_s = \xi R_b b h_0 + R_b (b'_f - b) h'_f; \quad (3.31)$$

$$M \leq \alpha_m R_b b h_0^2 + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f), \quad (3.32)$$

где коэффициенты ξ , α принимают по табл. 3.1.

Эти формулы используют для подбора сечения. Если требуется определить A_s , то из (3.32) вычис-

ляют

$$\alpha_m = [M - R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f)] / R_b b h_0^2, \quad (3.33)$$

затем из табл. 3.1 находят ξ , соответствующее вычисленному, и, согласно формуле (3.31),

$$A_s = [\xi b h_0 + (b'_f - b) h_f] R_b / R_s. \quad (3.34)$$

Если необходимо проверить прочность сечения при всех известных данных, то расчетный случай лучше установить по формуле (3.30) и затем (если граница сжатой зоны ниже полки) по выражению (3.25) вычислить высоту сжатой зоны x , после чего воспользоваться формулой (3.26).

3.4. Расчет прочности элементов по нормальным сечениям при косом изгибе

В практике наиболее часто применяют элементы с поперечными сечениями, имеющими по крайней мере одну ось симметрии. Если при этом плоскость действия внешнего изгибающего момента (от заданных нагрузок и опорных реакций) занимает наклонное положение относительно плоскости симметрии сечения, то элемент окажется подверженным косому изгибу.

Элементы, испытывающие косой изгиб, в общем случае могут быть армированы продольными стержнями с размещением их по всему периметру сечения.

Если элемент подвержен косому изгибу с постоянным положением плоскости действия внешнего изгибающего момента, то в таком элементе продольные стержни арматуры целесообразно размещать сосредоточенно, т. е. только в растянутой зоне поперечного сечения, по возможности дальше от границы сжатой зоны. Ниже рассмотрены косоизгибаемые элементы прямоугольного поперечного сечения, которые наиболее часто применяют в практике (рис. 3.15).

В результате расчета конструкции определяют значение внешнего изгибающего момента и положение плоскости его действия. Обычно эта плоскость проходит через геометрическую ось элемента, принятую в расчетной схеме конструкции. Естественно и равнодействующую усилий в стержнях растянутой арматуры расположить в той же плоскости (см. рис. 3.15, а, б). Тогда и равнодействующая сжимающих напряжений N_s в бетоне сжатой зоны должна разместиться в той же плоскости.

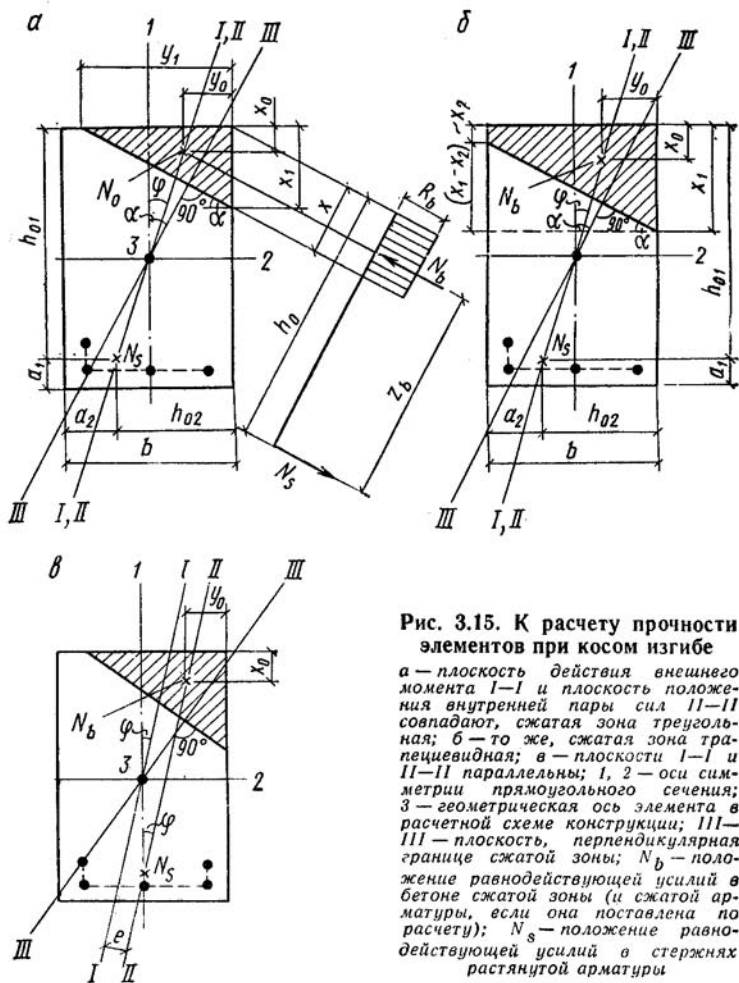


Рис. 3.15. К расчету прочности элементов при косом изгибе

а — плоскость действия внешнего момента I—I и плоскость положения внутренней пары сил II—II совпадают, сжатая зона треугольная; б — то же, сжатая зона трапециевидная; в — плоскости I—I и II—II параллельны; 1, 2 — оси симметрии прямоугольного сечения; 3 — геометрическая ось элемента в расчетной схеме конструкции; III—III — плоскость, перпендикулярная границе сжатой зоны; N_b — положение равнодействующей усилий в бетоне сжатой зоны (и сжатой арматуры, если она поставлена по расчету); N_s — положение равнодействующей усилий в стержнях растянутой арматуры

Но равнодействующая растягивающих усилий N_s может быть принята расположенной и вне плоскости действия внешнего момента, на некотором расстоянии e (вследствие расчета того же элемента при другой комбинации нагрузок или по условиям унификации и т. д.). В этом случае равнодействующая напряжений в бетоне сжатой зоны займет положение в плоскости, параллель-

ной плоскости действия внешнего момента (см. рис. 3.15, в).

Сжатая зона бетона может иметь форму треугольника или трапеции. Усиление ее арматурой обычно нерационально.

Прочность косоизгибаемого элемента по нормальному сечению рассчитывают в плоскости III—III, перпендикулярной границе сжатой зоны с размерами сечения x (высота сжатой зоны) и h_0 по условию

$$M \cos(\alpha - \varphi) \leq R_b A_{bc} z_b. \quad (3.35)$$

(обозначения α , φ и z_b — см. на рис. 3.15, а).

Площадь бетона сжатой зоны A_{bc} определяют из равенства значений, равнодействующих в растянутой и сжатой зонах,

$$R_s A_s = R_b A_{bc}. \quad (3.36)$$

В формулах (3.35) и (3.36) напряжение во всех стержнях арматуры принято одинаковым, поскольку они расположены приблизительно на одном расстоянии от границы сжатой зоны.

Положение границы сжатой зоны определяют с учетом того, что плоскость действия внутренней пары сил или совпадает с плоскостью действия внешнего изгибающего момента, или ей параллельна. Остальные требования, предъявляемые к расчету изгибаемых элементов, — соблюдение условий $\xi = x/h_0 < \xi_R$ как учет повышенного сопротивления высокопрочной арматуры — сохраняются и для косоугольного изгиба.

Косоизгибаемые элементы с отмеченными особенностями можно рассчитывать также по сопротивлению проекции внешнего момента M_1 и момента M внутренней пары сил на плоскость симметрии 1:

$$M_1 = M \cos \varphi \leq A_s R_s (h_{01} - x). \quad (3.37)$$

Размеры треугольной сжатой зоны (см. рис. 3.15, а) определяют на основе соотношения

$$M_2/M_1 = A_s R_s (h_{02} - y) / A_s R_s (h_{01} - x) = (h_{02} - y_0) (h_{01} - x_0), \quad (3.38)$$

где M_2 — проекция изгибающего момента, действующего в плоскости 1, на плоскость симметрии 2.

Обозначив

$$M_2/M_1 = \operatorname{tg} \varphi = C_0$$

и приняв во внимание, что при треугольной форме сжа-

той зоны

$$A_{bc} = 1/2x_1 y_1; \quad x_0 = 1/3x_1 \text{ и } y_0 = 1/3y_1,$$

из выражений (3.36) и (3.38) приходят к уравнению

$$x_1^2 + 3\left(\frac{h_{02}}{C_0} - h_{01}\right)x_1 - 2\frac{A_s R_s}{C_0 R_b} = 0, \quad (3.39)$$

из которого определяют значение x_1 . Затем исходя из выражения (3.36) вычисляют y_1 .

Если x_1 получается отрицательным или $y_1 > b$, это значит, что сжатая зона имеет не треугольную, а трапецевидную форму.

Размеры сжатой зоны трапецевидной формы (см. рис. 3.15, б) x_1 и x_2 определяют из соотношения

$$A_s R_s = 0,5(x_1 + x_2) b R_b \quad (3.40)$$

и равенства (3.38), в котором

$$y_0 = (b/3)(x_1 + 2x_2)/(x_1 + x_2); \quad x_0 = 1/3(x_1^2 + x_1 x_2 + x_2^2)/(x_1 + x_2). \quad (3.41)$$

Эти выражения приводят к уравнению

$$x_1^2 + (b/C_0 - C_1)x_1 + C_1(3h_{02}/C_0 - 2b/C_0 - 3h_{01} + C_1) = 0. \quad (3.42)$$

где

$$C_1 = 2A_s R_s / b R_b. \quad (3.43)$$

Эти формулы справедливы и в том случае, когда плоскость положения равнодействующих усилий в растянутой и сжатой зонах сечения параллельна плоскости действующего изгибающего момента (см. рис. 3.15, в).

3.5. Расчет прочности элементов по наклонным сечениям

3.5.1. Опытные данные

На приопорных участках изгибаемых элементов под воздействием поперечной силы Q и изгибающего момента M в сечениях, наклонных к оси, развивается напряженно-деформированное состояние, характеризующееся теми же тремя стадиями, что и в сечениях, нормальных к оси. Главные растягивающие и главные сжимающие напряжения, возникающие при плоском напряженном состоянии под влиянием нормальных и касательных на-

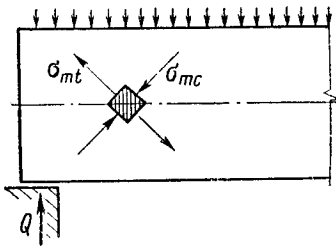


Рис. 3.16. Главные напряжения в бетоне у опоры балки

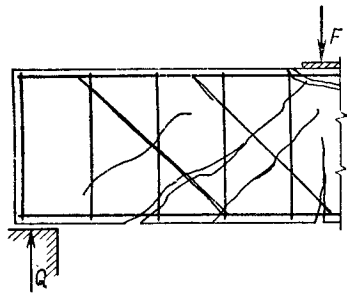


Рис. 3.17. Разрушение балки по наклонному сечению

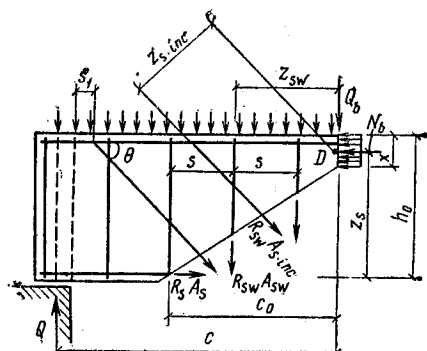
пряжений, действуют под углом к оси (рис. 3.16). Если главные растягивающие напряжения σ_{mt} превысят сопротивление бетона растяжению R_{bt} , возникают наклонные трещины; тогда усилия передаются на арматуру — продольную, поперечную и, в общем случае возможную, отогнутую. При дальнейшем увеличении нагрузки наклонные трещины раскрываются и в конечной стадии происходит разрушение элемента вследствие раздробления бетона над вершиной наклонной трещины и развития напряжений в поперечных стержнях-хомутах до предельных значений; напряжения в продольной арматуре могут и не достигать предельных значений (рис. 3.17).

3.5.2. Расчет прочности по наклонным сечениям на действие поперечной силы и изгибающего момента

Разрушение изгибаемого элемента по наклонному сечению происходит вследствие одновременного действия на него поперечных сил и изгибающих моментов. В соответствии с этим воздействием развиваются внутренние усилия в бетоне сжатой зоны над наклонной трещиной и осевые усилия в арматуре, пересекаемой наклонной трещиной.

В расчетной схеме усилий (рис. 3.18) приняты обозначения: s_0 — проекция расчетного наклонного сечения (имеющего наименьшую несущую способность); s — расстояние от вершины расчетного наклонного сечения до опоры. На рассматриваемом приопорном участке изгибаемого элемента внешние воздействия в виде попереч-

Рис. 3.18. Расчетная схема усилий в наклонном сечении



ной силы и изгибающего момента уравниваются внутренними усилиями в бетоне над вершиной наклонного сечения, а также в продольной и поперечной арматуре.

Поэтому расчет прочности элемента выполняют по наклонному сечению по двум условиям: на действие поперечной силы и на действие изгибающего момента.

Прочность элемента по наклонному сечению на действие поперечной силы обеспечивается условием

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc}, \quad (3.44)$$

где Q — поперечная сила в вершине наклонного сечения от действия опорной реакции и нагрузки, расположенной на участке от опоры до вершины наклонного сечения; Q_b — поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны над наклонным сечением; Q_{sw} — сумма осевых усилий в поперечных стержнях (хомутах), пересекаемых наклонным сечением; $Q_{s,inc}$ — сумма проекций на нормаль к оси элемента осевых усилий в отгибах, пересекаемых наклонным сечением.

Поперечное усилие, воспринимаемое бетоном сжатой зоны над вершиной наклонного сечения, определяют по эмпирической формуле

$$Q_b = M_b/c, \quad \text{где} \quad (3.45)$$

$$M_b = \varphi_{b2} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2. \quad (3.46)$$

Величину Q_b принимают не менее

$$Q_{bmin} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_f + \varphi_n) R_{bt} b h_0. \quad (3.47)$$

Значения коэффициентов φ_{bi} принимают по табл. 3.2.

Коэффициент φ_f , учитывающий наличие полок тавровых сечений

$$\varphi_f = 0,75 (b'_f - b) h'_f / b h_0 \leq 0,5, \quad (3.48)$$

При этом b'_f принимают не более $b + 3h'_f$.

3.2. Значения коэффициентов φ_{bt}

Бетон	φ_{b2}	φ_{b3}	φ_{b4}^*
Тяжелый	2	0,6	1,5
Мелкозернистый	1,7	0,5	1,2
Легкий при плотности 1900 и выше	1,9	0,5	1,2

* См. формулу (3.56).

При учете свесов таврового сечения поперечная арматура ребра балки должна быть надежно заанкерена в полке и ее количество должно быть не менее $\mu_w = 0,0015$.

Коэффициент φ_n , учитывающий влияние продольных сил, определяют по следующим формулам:

при наличии продольных сжимающих сил N от внешней нагрузки или предварительного напряжения продольной арматуры, расположенной в растянутой зоне сечения элемента

$$\varphi_n = 0,1N/R_{bt}bh_0 \leq 0,5; \quad (3.49)$$

при наличии продольных растягивающих сил

$$\varphi_n = -0,2N/R_{bt}bh_0 \leq 0,8. \quad (3.50)$$

В формуле (3.46) принимают $1 + \varphi_f + \varphi_n \leq 1,5$.

Значение Q_{sw} определяют по выражениям

$$Q_{sw} = \Sigma R_{sw} A_{sw}; \quad Q_{sw} = q_{sw} c_0, \quad (3.51)$$

$$q_{sw} = R_{sw} A_{sw}/s, \quad (3.52)$$

где q_{sw} — погонное усилие в поперечных стержнях, отнесенное к единице длины элемента; s — шаг поперечных стержней; A_{sw} — площадь сечения хомутов в одной плоскости.

Знак суммы в формуле (3.51) относится к числу поперечных стержней (хомутов), попавших в проекцию c_0 наклонного сечения.

Значение $Q_{s,inc}$ вычисляют так

$$Q_{s,inc} = \Sigma R_{sw} A_{sinc} \sin \theta, \quad (3.53)$$

где θ — угол наклона отгибов к продольному направлению элемента.

Помимо указанного должна быть обеспечена прочность по наклонным сечениям на участках: между соседними хомутами в пределах шага s , между внутренней гранью опоры и верхом первого отгиба s_1 (см. рис. 3.18), а также между низом одного отгиба и верхом последу-

ющего отгиба, если между ними может разместиться наклонное сечение.

Значения Q_b по формуле (3.45) и Q_{sw} по формуле (3.51) в наклонном сечении зависят от расстояния c и от длины проекции наклонного сечения c_0 . При увеличении c и c_0 значение Q_b уменьшается, а значение Q_{sw} наоборот — увеличивается. Необходимо подобрать такое наклонное сечение, в котором несущая способность наименьшая, — расчетное наклонное сечение. Для расчетного наклонного сечения элементов, армированных поперечными стержнями без отгибов, принимают значение

$$c_0 = \sqrt{M_b/q_{sw}}, \quad (3.54)$$

но не более c и не более $2h_0$, а также не менее h_0 , если $c > h_0$.

Условие прочности (3.44) для элементов, армированных хомутами, имеет вид

$$Q \leq M_b/c + q_{sw} c_0,$$

а наименьшая несущая способность в расчетном наклонном сечении определяется из минимума функции (полагая, что $c = c_0$)

$$dQ/dc_0 = -M_b/c_0^2 + q_{sw} = 0;$$

отсюда и получают выражение (3.54).

Для обеспечения прочности по наклонному сечению на участке между соседними хомутами необходимо выполнение условия

$$q_{sw} \geq Q_{b\min}/2h_0. \quad (3.55)$$

Расстояние между хомутами s , между опорой и концом отгиба s_1 , а также между концом предыдущего и началом последующего отгиба должны быть не более

$$s_{\max} = \varphi_{b4} R_{bt} b h_0^2 / Q \quad (3.56)$$

При расчете элементов на действие равномерно распределенной нагрузки q принимают

$$c = \sqrt{M_b/q_1}. \quad (3.57)$$

Если же $q_1 > 0,56q_{sw}$, принимают

$$c = \sqrt{M_b/(q_1 + q_{sw})}. \quad (3.58)$$

Значение c не должно превышать

$$c \leq (\varphi_{b2}/\varphi_{b3}) h_0; \quad (3.59)$$

для тяжелого бетона $c \leq 3,33h_0$.

При этом q_1 определяется следующим образом: если действует равномерно распределенная нагрузка, то

$$q_1 = q; \quad (3.60)$$

если же в нагрузку q включена временная нагрузка, которая приводится к эквивалентной равномерно распределенной нагрузке (эквивалентной по огибающей эпюре моментов), то

$$q = g + v/2, \quad (3.61)$$

где g — постоянная нагрузка.

Поперечная сила в вершине наклонного сечения

$$Q = Q_{\max} - qc, \quad (3.62)$$

где Q_{\max} — поперечная сила в опорном сечении.

Прочность элемента по наклонному сечению на действие изгибающего момента обеспечивается следующими условиями:

$$M_D \leq M_s + M_{sw} + M_{s,inc}; \quad (3.63)$$

$$M_s = R_s A_s z_s; \quad (3.64)$$

$$M_{sw} = \Sigma R_s A_{sw} z_{sw}; \quad (3.65)$$

$$M_{s,inc} = \Sigma R_s A_{s,inc} z_{s,inc}, \quad (3.66)$$

M_D — изгибающий момент от нагрузки и опорной реакции балки (при их расчетном значении), действующих на рассматриваемом участке балки, взятый относительно точки D (след оси, проходящей через точку положения равнодействующей напряжений в сжатой зоне и перпендикулярной плоскости действия момента); M_s — сумма моментов от усилий в продольной арматуре относительно той же точки; M_{sw} — сумма моментов от усилий в поперечных арматурных стержнях, пересекаемых наклонным сечением, относительно той же точки; $M_{s,inc}$ — то же от усилий в отгибах.

Прочность элементов на действие изгибающего момента по наклонным сечениям проверяют: в местах обрыва (или отгиба) продольной арматуры в пролете; в приопорной зоне балки, где при отсутствии анкеров сопротивление продольных арматурных стержней в месте пересечения их наклонным сечением снижается при недостаточной анкеровке; в местах резкого изменения сечения элементов (опорные подрезки, узлы и др.).

В отдельных случаях условие прочности на действие изгибающего момента (3.63) удовлетворяется без расчета при соблюдении определенных конструктивных требований, о которых будет сказано далее.

Условие прочности по поперечной силе (3.44), как правило, требует особого расчета.

Прочность по наклонной сжатой полосе (согласно практическим рекомендациям) для элементов прямоугольного, таврового и других подобных профилей обеспечивается соблюдением предельного значения поперечной силы, которая действует в нормальном сечении, расположенном на расстоянии не менее чем h_0 от опоры

$$Q \leq 0,3\varphi_{w1} \varphi_{b1} b h_0 R_b. \quad (3.67)$$

При этом обеспечивается прочность бетона вследствие его сжатия в стенке балки между наклонными трещинами от действия здесь наклонных сжимающих усилий. В выражении (3.67) коэффициент φ_{w1} , учитывающий влияние поперечных стержней балки

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w \leq 1,3, \quad (3.68)$$

$$\text{где } \alpha = E_s/E_b; \quad \mu_w = A_{sw}/bs, \quad (3.69)$$

а коэффициент φ_{b1} :

$$\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b, \quad (R_b \text{ МПа}), \quad (3.70)$$

где β — коэффициент, принимаемый равным 0,01 для тяжелого и мелкозернистого бетона, 0,02 — для легкого бетона; R_b — сопротивление бетона сжатию, МПа.

В элементах без поперечной арматуры расчет прочности по наклонному сечению производят по двум эмпирическим условиям

$$Q \leq 2,5R_{bt} b h_0; \quad (3.71)$$

$$Q \leq \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / c. \quad (3.72)$$

Значения c принимают не более $c_{\max} = 2,5 h_0$. В общем случае при проверке второго условия задаются рядом значений c , не превышающих c_{\max} .

При равномерно распределенной нагрузке, если выполняется условие

$$q_1 \leq \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b / (c_{\max}/h_0)^2 = 0,16\varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b, \quad (3.73)$$

принимают $c = c_{\max}$; при невыполнении условия (3.73) принимают

$$c = h_0 \sqrt{\varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b / q_1} \leq c_{\max}. \quad (3.74)$$

Прочность по наклонным сечениям элементов переменной высоты вычисляют по вышеприведенным формулам, где в пределах рассматриваемого наклонного сечения его рабочую высоту h_0 принимают по наибольшему значению для элементов с поперечной арматурой и среднему значению — без поперечной арматуры.

3.5.3. Расчет поперечных стержней

Часто встречающимся в практике вариантом является изгибаемый элемент таврового поперечного сечения, предварительно напряженный, с поперечным армированием без отгибов.

Расчет ведут по наклонному сечению, которое имеет наименьшую несущую способность, используя приведенные выше расчетные формулы (рис. 3.19).

Диаметр поперечных стержней задают из условия технологии точечной электросварки так, чтобы отношение диаметра поперечного стержня к диаметру продольного стержня составляло $1/3...1/4$ (см. подглаву 1.2 и прил. 9); затем вычисляют площадь сечений A_{sw} . Шаг поперечных стержней s устанавливают по конструктивным условиям (см. подглаву 3.1).

План расчета. При известных исходных данных: Q_{\max} (на опоре), q , v , b , h_0 , R_b , R_{bt} , R_{sw} расчет ведут в следующем порядке:

1. Проверяют, требуется ли поперечная арматура по расчету по первому условию (3.71).

2. Проверяют, требуется ли поперечная арматура по расчету по второму условию (3.72), вычислив с этой целью значения q_1 по формулам (3.60), (3.61), c — по формулам (3.73), (3.74), Q — по формуле (3.62). Если поперечная арматура по расчету требуется, расчет продолжают.

3. Определяют значение $Q_{b,\min}$ по формуле (3.47), вычислив для этого значение $(1 + \varphi_f + \varphi_n) \leq 1,5$ с использованием формул (3.48), (3.49).

4. Определяют значение q_{sw} по формуле (3.52) и проверяют его по условию (3.55).

5. Проверяют шаг хомутов по требованию $s \leq s_{\max}$, формуле (3.56).

6. Вычисляют M_b по формуле (3.46).

7. Определяют c по формулам (3.57) и (3.59).

8. Вычисляют поперечную силу Q_b , воспринимаемую бетоном сжатой зоны над расчетным наклонным сечением, по формуле (3.45) и проверяют условие $Q_b \geq \geq Q_{b,\min}$.

9. Вычисляют поперечную силу Q в вершине наклонного сечения по формуле (3.62).

10. Определяют длину проекции расчетного наклон-

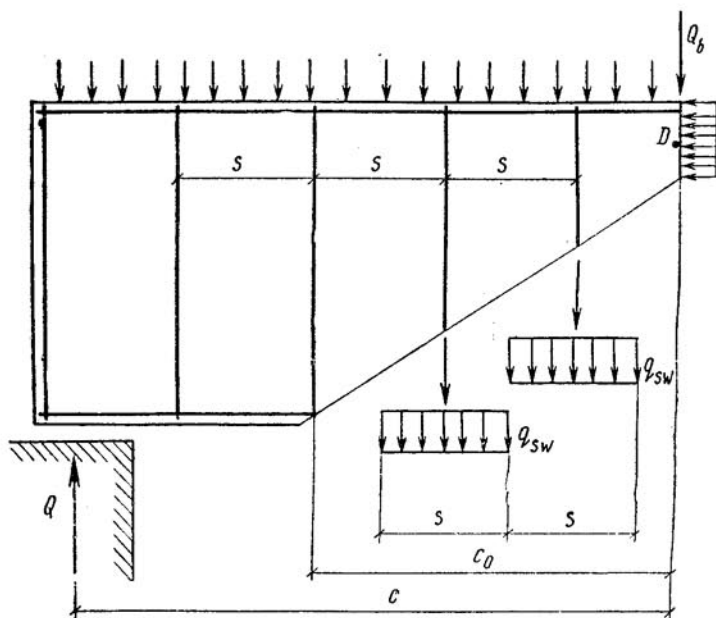


Рис. 3.19. Усилия в поперечных стержнях, принимаемые при расчете балки по наклонным сечениям

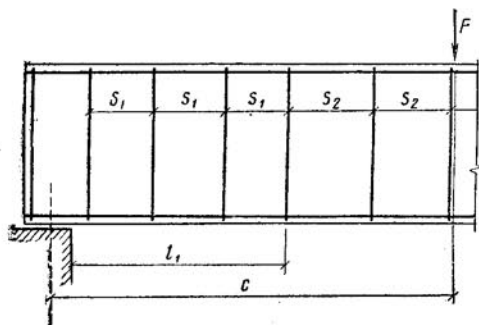


Рис. 3.20. К расчету балки с разным шагом поперечных стержней

ного сечения c_0 по формуле (3.54), соблюдая требуемые для c_0 ограничения.

11. Вычисляют поперечную силу Q_{sw} , воспринимаемую хомутами в наклонном сечении, по формуле (3.51).

12. Проверяют условие прочности в наклонном сечении по формуле (3.44). Если условие не удовлетворяется, уменьшают шаг s или увеличивают A_{sw} .

13. Проверяют прочность бетона по сжатой наклонной полосе по условию (3.67). Числовые примеры расчета прочности по наклонным сечениям ребристых и многопустотных плит, балок приведены в главе 18.

При уменьшении интенсивности поперечного армирования от опоры к пролету с q_{sw1} на q_{sw2} (например, увеличением шага хомутов) следует проверять условие (3.44) при значениях c , превышающих l_1 — длину первого участка элемента с интенсивностью q_{sw1} (рис. 3.20).

3.5.4. Условия прочности по наклонным сечениям на действие изгибающего момента

Несущая способность наклонного сечения по изгибающему моменту (см. правую часть неравенства (3.63)) не должна быть меньше несущей способности нормального сечения, проходящего через ту же точку D (центр сжатой зоны). При определенных конструктивных условиях, рассмотренных ниже, это требование может быть выполнено, и тогда расчет наклонных сечений по изгибающему моменту можно не выполнять.

Если всю продольную растянутую арматуру, определенную по нормальному сечению с максимальным изгибающим моментом, доводят до опор с надлежащей ее анкерровкой, то условие прочности по изгибающему моменту удовлетворяется в любом наклонном сечении даже без учета поперечной арматуры. В этих условиях необходимость расчета наклонных сечений по изгибающему моменту отпадает.

Если анкерровку продольной арматуры выполняют на свободной опоре в соответствии с указаниями подглавы 3.1, т. е. обеспечивается полное сопротивление продольной арматуры в пролете, то условия прочности элемента на изгиб гарантируются во всех наклонных сечениях, начинающихся у грани опоры. Для опорной зоны элементов с продольной арматурой без анкеров расчетное сопротивление арматуры принимают сниженным (см. подглаву 1.3) при расчете прочности по изгибающему моменту.

Если анкерровка продольных стержней не обеспечивает их работу с полным сопротивлением в рассматриваемом сечении, то предусматривают мероприятия по ее усилению: постановку косвенной арматуры в зоне анкерровки, приварку к концам стержней анкерующих пла-

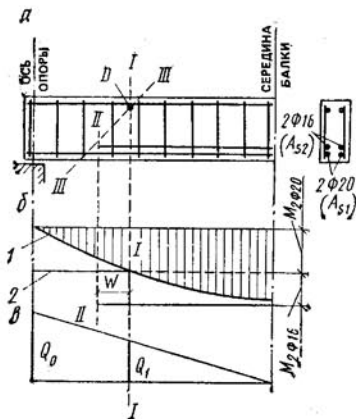


Рис. 32.1. Определение места обрыва стержней в пролете (пример)

а — схема армирования; б — эпюра моментов; в — эпюра поперечных сил; I—I сечение в месте теоретического обрыва стержней 2×16 мм; II—II — сечение в месте их фактического обрыва; III—III — наклонное сечение; 1 — эпюра расчетных моментов от нагрузки; 2 — эпюра моментов, воспринимаемых нормальными сечениями элемента (эпюра материалов)

стин или закладных деталей, отгиб анкерующих стержней; при этом размер заделки стержней должен быть не менее $10d$. В целях экономии металла часть продольной арматуры (не более 50 % расчетной площади) можно не доводить до опор, а обрывать в пролете там, где она уже не требуется согласно расчету прочности элемента по нормальным сечениям. Обрываемые стержни должны быть заведены за место своего теоретического обрыва согласно эпюре изгибающих моментов (рис. 3.21) на некоторую длину W , на протяжении которой (для гарантии условия прочности по изгибающим моментам) в наклонных сечениях отсутствие обрываемых стержней компенсируется поперечной арматурой.

Требуемый размер W устанавливают расчетом прочности элемента по наклонному сечению III—III на действие изгибающего момента, которое равнопрочно с нормальным сечением I—I. Во всех случаях $W = Q/2q + 5d \geq 20d$, где d — диаметр обрываемого стержня.

Место обрыва стержней в пролете определяют следующим образом. На эпюру моментов от внешних расчетных нагрузок наносят ординаты момента, воспринимаемого нормальным сечением железобетонного элемента с тем количеством арматуры, которое доводится до опоры, не обрываясь (на рис. 3.21 — A_{s1} для 2×20 , изгибающего момента M_{2020}). Значение этой ординаты находят по формуле

$$M_{2020} = R_s A_{s1} z_b.$$

Точки пересечения ординаты M_{2020} с эпюрой расчетных моментов определяют места теоретического обрыва

I—I. Место действительного обрыва стержней II—II отстоит от теоретического на расстоянии W . На эпюре поперечных сил отмечена ордината Q_1 , вводимая в расчет при определении W .

Контрольные вопросы для самостоятельной проработки материала главы 3

1. Какие применяют схемы местного усиления арматурой концевых участков предварительно напряженных балок?
2. Как размещается напрягаемая арматура в поперечном сечении растянутой зоны предварительно напряженных балок?
3. Какие установлены конструктивные требования по расстоянию между хомутами в продольном направлении на приопорных и пролетных участках изгибаемых элементов?
4. Как записать условие прочности по нормальным сечениям изгибаемого элемента любого профиля с напрягаемой и ненапрягаемой арматурой? (рассмотрите случай 1, случай 2)?
5. Как записать условие прочности по нормальным сечениям элементов прямоугольного профиля с одиночной арматурой (рассмотрите случай 1 и случай 2)?
6. Какова последовательность расчета по подбору сечений изгибаемых элементов прямоугольного профиля с помощью таблиц (рассмотрите два типа задач)?
7. Какова последовательность расчета по определению несущей способности изгибаемых элементов прямоугольного профиля с одиночной арматурой при заданных размерах сечения и площади арматуры?
8. Какие условия определяют необходимость установки сжатой арматуры?
9. Какие условия обеспечивают прочность изгибаемых элементов прямоугольного профиля с двойной арматурой (рассмотрите два типа задач)?
10. Какие условия обеспечивают прочность изгибаемых элементов таврового профиля?
11. Как определить положение нижней границы сжатой зоны и расчетный случай таврового профиля?
12. Какие установлены требования по вводимой в расчет прочности ширины свесов сжатой полки элементов таврового профиля?
13. В каком случае элемент оказывается подверженным косому изгибу? Как записать условия прочности?
14. Как определить размеры сжатой зоны при косом изгибе? Треугольной формы? Трапецевидной формы?
15. Что вызывает образование наклонных трещин на приопорных участках изгибаемых элементов? Каковы схемы разрушения по наклонным сечениям?
16. Каково условие прочности элемента по наклонному сечению на действие поперечной силы, изгибающего момента?
17. Какие существуют технологические требования по наименьшему диаметру поперечных стержней (хомутов) и конструктивные требования по наибольшему расстоянию между ними?
18. Чему равна поперечная сила $Q_{сж}$, воспринимаемая хомутами, в расчетном наклонном сечении?
19. От чего зависит поперечная сила $Q_в$, воспринимаемая бетоном сжатой зоны над наклонным сечением?

20. Как записать условия прочности по наклонному сечению в балках с поперечной арматурой? Без поперечной арматуры?

21. Как выполняют проверку на действие поперечной силы по наклонной сжатой полосе?

22. Каковы конструктивные требования, обеспечивающие прочность наклонного сечения по изгибающему моменту?

23. Как устанавливают место теоретического обрыва продольной арматуры и длину заделки стержня?

ГЛАВА 4. СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

4.1. Конструктивные особенности сжатых элементов

К центрально-сжатым элементам условно относят: промежуточные колонны в зданиях и сооружениях; верхние пояса ферм, нагруженных по узлам; восходящие раскосы и стойки ферменной решетки (рис. 4.1), а также некоторые другие конструктивные элементы. В действительности, из-за несовершенства геометрических форм элементов конструкций, отклонения их реальных размеров от назначаемых по проекту, неоднородности бетона и других причин обычно центральное сжатие в чистом виде не наблюдается, а происходит внецентренное сжатие с так называемыми случайными эксцентриситетами.

По форме поперечного сечения сжатые элементы со случайным эксцентриситетом выполняют чаще всего квадратными или прямоугольными, реже круглыми, многогранными, двутавровыми. Размеры поперечного сечения колонн определяют расчетом. В целях стандартизации опалубки и арматурных каркасов размеры прямоугольных колонн назначают кратными 50 мм, предпочтительнее кратными 100 мм. Чтобы обеспечить хорошее качество бетонирования, монолитные колонны с поперечными размерами менее 250 мм не рекомендуются применять. В условиях внецентренного сжатия находятся колонны одноэтажных производственных зданий, нагруженные давлением от кранов, верхние пояса безраскосных ферм, стены прямоугольных в плане подземных резервуаров, воспринимающие боковое давление грунта или жидкости и вертикальное давление от покрытия (рис. 4.2). В них действуют сжимающие силы N и изгибающие моменты M поперечные силы Q .

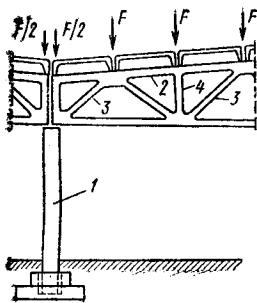


Рис. 4.1. Центральнo-сжатые элементы (со случайными эксцентриситетами)

1 — промежуточные колонны (при одинаковом двустороннем нагружении); 2 — верхний пояс ферм (при узловом приложении нагрузки); 3 — восходящие раскосы; 4 — стойки; F — нагрузка от покрытия

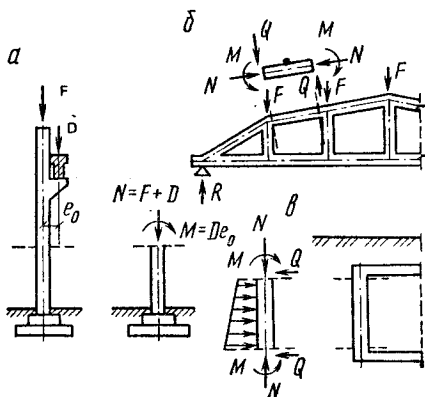


Рис. 4.2. Внецентренно сжатые элементы

а — колонна производственного здания; б — верхний пояс бесраскосной фермы; в — стена подземного резервуара; F — нагрузка от покрытия; D — давление от крана

Расстояние между направлением сжимающей силы и продольной осью элемента e_0 называется эксцентриситетом. В общем случае в любом месте элемента статически определимых конструкций значение эксцентриситета определяют по выражению

$$e_0 = M/N + e_a, \quad (4.1)$$

где e_a — случайный эксцентриситет.

Для элементов статически неопределимых конструкций принимают

$$e_0 = M/N, \text{ но не менее } e_a. \quad (4.2)$$

По нормам случайные эксцентриситеты e_a следует принимать равными большему из следующих значений: $1/30$ высоты сечения элемента; $1/600$ длины элемента (или ее части между местами, закрепленными от поперечных перемещений). В сборных конструкциях следует учитывать возможность образования случайного эксцентриситета вследствие смещения элементов на опорах из-за неточности монтажа; при отсутствии опытных

данных значение этого эксцентриситета принимают не менее 10 мм.

Внецентренно сжатые элементы целесообразно выполнять с развитыми поперечными сечениями в плоскости действия момента.

Для сжатых элементов применяют бетон классов по прочности на сжатие не ниже В15, для сильно загруженных — не ниже В25.

Колонны армируют продольной стержневой арматурой диаметром 12...40 мм (рабочая арматура), преимущественно горячекатаной стали класса А-III и термомеханически упрочненной Ат-ШС, а также поперечной стержневой горячекатаной арматурой классов А-III А-II, А-I и проволокой класса В-I (рис. 4.3). Продольную и поперечную арматуру сжатых со случайными эксцентриситетами и внецентренно сжатых элементов объединяют в плоские и пространственные каркасы, сварные или вязаные (рис. 4.4, 4.5).

Насыщение поперечного сечения продольной арматурой элементов, сжатых со случайными эксцентриситетами, оценивают коэффициентом μ по формуле (3.12) или процентом армирования (значения в 100 раз больше), где под A_s подразумевается суммарная площадь сечения продольных стержней. В практике для сжатых стержней обычно принимают армирование не более 3 %.

Во внецентренно сжатых элементах с расчетными эксцентриситетами продольные стержни размещают вблизи коротких граней поперечного сечения элемента (рис. 4.5): арматуру S с площадью сечения A_s у грани, более удаленной от сжимающей силы, и арматуру S' с площадью сечения A'_s у грани, расположенной ближе к продольной силе. Насыщение поперечного сечения внецентренно сжатых элементов оценивают коэффициентом армирования по площади сечения рабочих стержней продольной арматуры, расположенных у одной из коротких граней. Армирование внецентренно сжатых стержней составляет 0,5...1,2 % площади сечения элемента.

Если площади сечения арматуры S и S' одинаковы, армирование называют симметричным; оно предпочтительнее, чем несимметричное армирование.

Минимальная площадь сечения продольной арматуры S и S' во внецентренно сжатых элементах, согласно нормам, допускается равной, %:

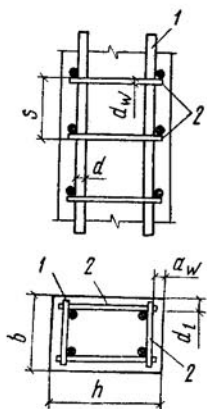


Рис. 4.3. Схема армирования сжатых элементов

1—продольные стержни; 2—поперечные стержни; a_1 —защитный слой бетона продольной арматуры; a_w —то же поперечной арматуры

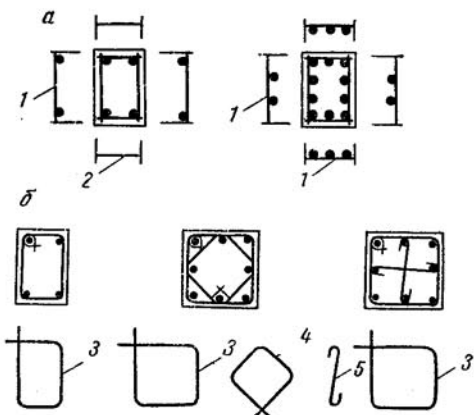


Рис. 4.4. Армирование сжатых элементов со случайными эксцентриситетами

a—сварными каркасами; *б*—вязаными каркасами; 1—сварные каркасы; 2—соединительные стержни; 3—хомуты; 4—дополнительные хомуты; 5—штильки

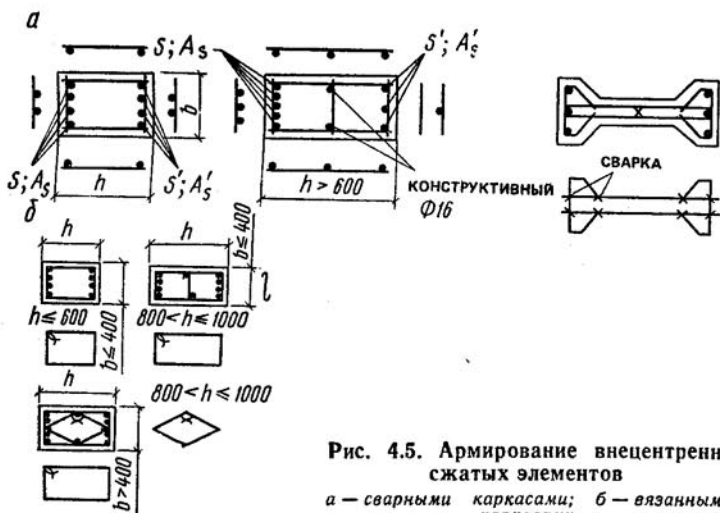


Рис. 4.5. Армирование внецентренно сжатых элементов

a—сварными каркасами; *б*—вязаными каркасами

0,05	в элементах	при $l_0/i < 17$
0,1	»	» $17 \leq l_0/i \leq 35$
0,2	»	» $35 \leq l_0/i \leq 83$
0,25	»	» $l_0/i > 83$

Здесь i — радиус инерции сечения элемента в плоскости эксцентриситета продольной силы; l_0 — расчетная длина сжатого элемента (указания по ее определению см. часть 2 учебника).

Соединять продольные стержни по длине элемента не рекомендуется.

Рабочие стержни в поперечном сечении колонны размещают возможно ближе к поверхности элемента с соблюдением минимальной толщины защитного слоя a_l , которая по нормам должна быть не менее диаметра стержней арматуры и не менее 20 см (см. рис. 4.3).

Колонны сечением до 400×400 мм можно армировать четырьмя продольными стержнями (см. рис. 4.4), что соответствует наибольшему допустимому расстоянию между стержнями рабочей арматуры. Наименьшее расстояние между ними в свету допускается 50 мм, если стержни при бетонировании расположены вертикально; а при горизонтальном расположении — 25 мм для нижней и 30 мм для верхней арматуры, но при всех случаях не менее наибольшего диаметра стержня. При расстоянии между рабочими стержнями более 400 мм следует предусматривать промежуточные стержни по периметру сечения элемента с тем, чтобы расстояние между продольными стержнями не превышало 400 мм.

Поперечные стержни ставят без расчета, но с соблюдением требований норм. Расстояние между ними (по условию предотвращения бокового выпучивания продольных стержней при сжатии) s (см. рис. 4.3) должно быть при сварных каркасах не более $20d$, при вязаных — $15d$, но не более 500 мм (здесь d — наименьший диаметр продольных сжатых стержней). Расстояния s округляют до размеров, кратных 50 мм.

Диаметр поперечных стержней d в сварных каркасах должен удовлетворять условиям свариваемости (прил. 9). Диаметр хомутов вязаных каркасов принимают не менее 5 мм и не менее $0,25d$, где d — наибольший диаметр продольных стержней. Толщина защитного слоя поперечных стержней a_w должна быть не менее 15 мм.

В местах стыков каркасов на длине перепуска стерж-

ней расстояние между поперечными стержнями должно быть не более $10d$ (d — диаметр соединяемых стержней). Если общее насыщение элемента арматурой более 3 %, то поперечные стержни необходимо устанавливать на расстоянии друг от друга не более $10d$ и не более 300 мм.

Плоские сварные каркасы объединяют в пространственные с помощью поперечных стержней, привариваемых контактной точечной сваркой к угловым продольным стержням плоских каркасов (см. рис. 4.5, а). Если в сварных каркасах у больших граней сечения элемента размещены промежуточные стержни, то эти стержни (принадлежащие противоположным каркасам) соединяют между собой дополнительными шпильками, устанавливаемыми по длине элемента с шагом, равным шагу поперечных стержней плоских каркасов.

В вязаных каркасах продольные стержни укрепляют хомутами на перегибах хомутов по крайней мере через один, при ширине грани не более 400 мм и числе продольных стержней у этой грани не более четырех допускается охват всех продольных стержней одним хомутом (см. рис. 4.5, б).

Предварительное напряжение применяют для внецентренно сжатых элементов с большими эксцентриситетами сжимающей силы, когда изгибающие моменты значительны и вызывают растяжение части сечения, а также для элементов очень большой гибкости. Повышение трещиностойкости и жесткости элемента посредством предварительного напряжения полезно в первом случае для эксплуатационного периода, во втором — для периода изготовления, транспортирования и монтажа.

Применять очень гибкие центрально-сжатые элементы нерационально, поскольку несущая способность их сильно снижается вследствие большой деформативности. Во всех случаях элементы из тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях должны иметь гибкость в любом направлении

$$\lambda = I_0/i \leq 200; \quad (4.3)$$

а колонны зданий

$$\lambda = I_0/i \leq 120. \quad (4.4)$$

4.2. Расчет элементов любого симметричного сечения, внецентренно сжатых в плоскости симметрии

При нагружении элементов любого симметричного сечения, внецентренно сжатых в плоскости симметрии, до предела их несущей способности в стадии III наблюдается два случая разрушения.

Случай 1 относится к внецентренно сжатым элементам с относительно большими эксцентриситетами продольной силы. Напряженное состояние (как и разрушение элемента) по характеру близко к напряженному состоянию изгибаемых неперearмированных элементов (рис. 4.6, а). Часть сечения, более удаленная от точки приложения силы, растянута, имеет трещины, расположенные нормально к продольной оси элемента; растягивающее усилие этой зоны воспринимается арматурой. Часть сечения, расположенная ближе к сжимающей силе, сжата вместе с находящейся в ней арматурой. Разрушение начинается с достижения предела текучести (физического или условного) в растянутой арматуре. Разрушение элемента завершается достижением предельного сопротивления бетона и арматуры сжатой зоны при сохранении в растянутой арматуре постоянного напряжения, если арматура обладает физическим пределом текучести, или при возрастании напряжения, если арматура физического предела текучести не имеет. Процесс разрушения происходит постепенно, плавно.

Случай 2 относится к внецентренно сжатым элементам с относительно малыми эксцентриситетами сжимающей силы. Этот случай охватывает два варианта напряженного состояния: когда все сечение сжато (рис. 4.6, б, эпюра I, показанная пунктиром); когда сжата его большая часть, находящаяся ближе к продольной силе, а противоположная часть сечения испытывает относительно слабое растяжение (рис. 4.6, б, эпюра II). Разрушается элемент вследствие преодоления предельных сопротивлений в бетоне и арматуре в части сечения, расположенной ближе к силе. При этом напряжения (сжимающие или растягивающие) в части сечения, удаленной от сжимающей силы, остаются низкими; прочность материалов здесь недоиспользуется.

Внецентренно сжатые элементы в плоскости действия

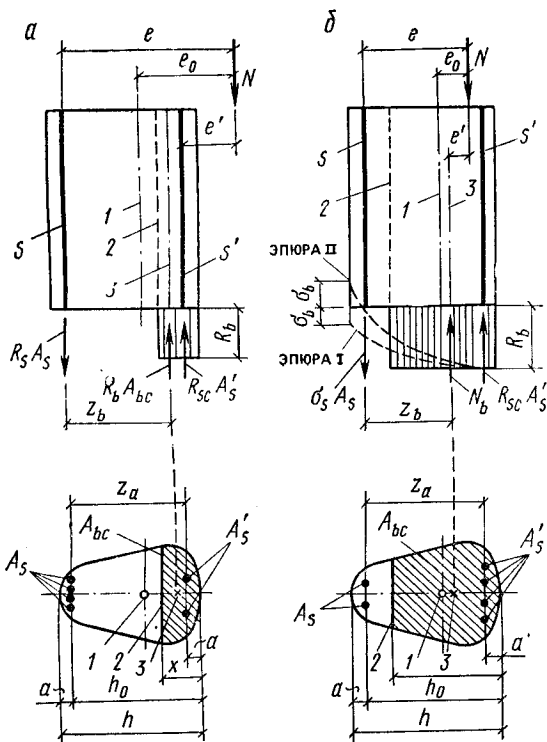


Рис. 4.6. Расчетные схемы внецентренно сжатых элементов

a — при $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$; *б* — при $\xi = x/h_0 > \xi_R$; 1 — геометрическая ось элемента в расчетной схеме конструкции; 2 — граница сжатой зоны; 3 — центр тяжести площади бетона сжатой зоны; *S* — арматура, более удаленная от положения продольной сжимающей силы; *S'* — арматура, расположенная ближе к продольной сжимающей силе

момента рассчитывают с учетом расчетного эксцентриситета продольных сил и случайного эксцентриситета e_a (см. формулу (4.1)).

Прочность элемента в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба, проверяют на действие продольной силы только со своим случайным эксцентриситетом e_a .

На рис. 4.6 приведены схемы усилий, принимаемые при расчете прочности элементов любого симметричного сечения, сжатых с эксцентриситетом в плоскости симметрии по случаям 1 и 2. В элементах, работающих по случаю 1, расчетное сопротивление бетона в сжатой зоне принимают постоянным, равным R_b ; в растянутой и сжа-

той арматуре расчетные сопротивления принимают равными соответственно R_s и R_{sc} . При расчете несущей способности элементов, работающих по случаю 2, действительную эпюру сжимающих напряжений, изображенную на *рис. 4.6, б* пунктирной линией, заменяют прямоугольной с ординатой R_b , а расчетное сопротивление в сжатой арматуре S' с площадью сечения A'_s принимают равным R_{sc} . В арматуре S с площадью сечения A_s напряжение σ_s ниже расчетного.

Схема усилий на *рис. 4.6, а* отвечает сжатым элементам при условии $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$, а на *рис. 4.6, б*, когда $\xi > \xi_R$, где ξ_R — значение граничной относительной высоты сжатой зоны, определяемое по формуле (2.42).

При $\xi \leq \xi_R$ (см. *рис. 4.6, а*) положение границы сжатой зоны определяют из равенства значений расчетной продольной силы N от действия внешних расчетных нагрузок и суммы проекций внутренних расчетных сил в арматуре и сжатой зоне бетона на продольную ось элемента

$$N = R_b A_{bc} + R_{sc} A'_s - R_s A_s. \quad (4.5)$$

Условие достаточной несущей способности элемента устанавливают из сопоставления изгибающего момента $M = Ne$ от действия внешних расчетных нагрузок и суммы моментов указанных внутренних сил, взятых относительно оси, нормальной к плоскости действия изгибающего момента и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в арматуре s , растянутой от действия внешней силы:

$$Ne \leq R_b A_{bc} z_b + R_{sc} A'_s z_s. \quad (4.6)$$

В выражении (4.6)

$$z_s = h_0 - a'. \quad (4.7)$$

На *рис. 4.6, а* обозначены e и e' — расстояния от продольной силы N до центра тяжести площади сечения арматуры соответственно растянутой A_s и сжатой от действия внешних усилий A'_s .

При $\xi > \xi_R$ (*рис. 4.6, б*) прочность сжатых элементов также рассчитывают по формуле (4.6), а высоту сжатой зоны для элементов из бетона классов В30 и ниже с ненапрягаемой арматурой классов А-I, А-II, А-III определяют из равенства

$$N = R_b A_{bc} + R_{sc} A'_s - \sigma_s A_s. \quad (4.8)$$

В нем напряжение в арматуре σ_s устанавливают по формуле

$$\sigma_s = [2(1 - \xi)/(1 - \xi_R) - 1] R_s. \quad (4.9)$$

Для элементов же из бетона классов выше В30 с арматурой классов выше А-III (напрягаемой и ненапрягаемой) напряжение σ_s следует определять по зависимости

$$\sigma_s = \sigma_{sp} + \sigma_{scu} (\omega/\xi - 1) (1 - \omega/1, 1). \quad (4.10)$$

Однако, если напряжение σ_s , полученное по формуле (4.10), для арматуры классов А-IV, А-V, А-VI, В-II, Вр-II, К-7, К-19 превышает значение βR_s , то напряжение σ_s следует определять по формуле

$$\sigma_s = [\beta + (1 - \beta) (\xi_{el} - \xi)/\xi_{el} \xi_R] R_s. \quad (4.11)$$

В этой зависимости ξ_R , ξ_{el} значения относительной высоты сжатой зоны, отвечающие соответственно значениям напряжений R_s и βR_s . При этом значения ξ_R и ξ_{el} вычисляют по формуле

$$\xi_{R(\text{или } el)} = \omega/[1 + \sigma_{s(\text{или } el)}/\sigma_{scu}] (1 - \omega/1, 1), \quad (4.12)$$

где

$$\sigma_s = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp}; \quad (4.13)$$

$$\sigma_{el} = \beta R_s - \sigma_{sp}. \quad (4.14)$$

Значения β и $\Delta\sigma_{sp}$ при механическом и электротермическом способах предварительного напряжения арматуры устанавливают по следующим выражениям:

$$\beta = 0,5\sigma_{sp}/R_s + 0,4 \geq 0,8; \quad (4.15)$$

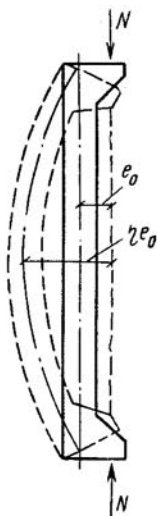
$$\Delta\sigma_{sp} = 1500\sigma_{sp}/R_s - 1200 \geq 0. \quad (4.16)$$

Здесь $\Delta\sigma_{sp}$ принимают при коэффициенте γ_{sp} , меньшем единицы, с учетом потерь предварительного напряжения арматуры от деформаций анкеров и форм, а также от трения арматуры о стенки каналов или огибающие приспособления. В иных условиях принимают $\beta=0,8$.

В случае если напряжение σ_s , вычисленное по формуле (4.11), превышает R_s (без учета коэффициента γ_{sb}), то в выражения (4.6) и (4.8) подставляют значение $\sigma_s = R_s$ с учетом соответствующих коэффициентов условий работы, включая γ_{sb} .

Напряжения σ_s принимают в формулах с тем знаком, который получается при вычислениях по выражениям (4.9) и (4.10). При этом во всех случаях должно быть соблюдено условие $R_s \geq \sigma_s$.

Рис. 4.7. Учет влияния прогиба



Для предварительно напряженных элементов в уравнениях (4.5), (4.8) вместо R_{sc} принимают значение σ_{sc} по формуле (2.38).

Гибкий внецентренно сжатый элемент под влиянием момента прогибается, вследствие чего начальный эксцентриситет e_0 продольной силы N увеличивается (рис. 4.7). При этом возрастает изгибающий момент и разрушение происходит при меньшей продольной силе N в сравнении с коротким (негибким) элементом.

Нормами рекомендуется расчет таких элементов выполнять по деформированной схеме. Допускается гибкие внецентренно сжатые элементы при гибкости $l_0/i > 14$ рассчитывать по приведенным выше формулам, но с учетом эксцентриситета, получаемого умножением начального его значения e_0 на коэффициент $\eta > 1$.

Значение коэффициента η устанавливают по зависимости

$$\eta = 1/(1 - N/N_{cr}). \quad (4.17)$$

Здесь

$$N_{cr} = (6,4E_b/l_0^2) \{ (I/\Phi_l) [0,11/(0,1 + \delta_e/\Phi_D) + 0,1] + \alpha I_s \}, \quad (4.18)$$

где E_b — начальный модуль упругости бетона; l_0 — расчетная длина элемента (указания по ее определению приведены в части 2 учебника); I — момент инерции бетонного сечения; I_s — момент инерции се-

чения арматуры, вычисляемой относительно центра тяжести бетонного сечения; $\alpha = E_s/E_b$; коэффициенты φ_l — коэффициент, учитывающий влияние длительного действия на прогиб элемента в предельном состоянии; φ_p — коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения арматуры на жесткость элемента в предельном состоянии (предполагается равномерное обжатие сечения напрягаемой арматуры).

В формуле (4.18) приняты во внимание особенности железобетона: наличие в составе сечения бетона и арматуры, неупругие свойства сжатого бетона, трещины в растянутой зоне, влияние длительного действия нагрузки на жесткость элемента в его предельном состоянии.

Коэффициенты φ_l и φ_p находят по эмпирическим зависимостям:

$$\varphi_l = 1 + \beta M_l/M; \quad (4.19)$$

$$\varphi_p = 1 + 12 (\sigma_{bp}/R_b) (e_0/h). \quad (4.20)$$

В формуле (4.19) под M и M_l в общем случае подразумевают моменты, определяемые относительно оси, параллельной границе сжатой зоны, проходящей через центр растянутой или менее сжатой (при полностью сжатом сечении) арматуры, соответственно от совместного действия всех нагрузок и от постоянной с длительной нагрузкой. Если эти моменты имеют разные знаки, то при абсолютном значении эксцентриситета полной нагрузки $e_0 > 0,1h$ принимают $\varphi_l = 1$; если это условие не удовлетворяется, то принимают

$$\varphi_l = \varphi_{l1} + 10 (1 - \varphi_{l1}) (e_0/h). \quad (4.21)$$

Здесь φ_{l1} определяют по формуле (4.19) при M , равном произведению силы на расстояние от центра тяжести сечения до соответствующей оси; при этом принимают $M_l/M \leq 1$.

Коэффициент β в формуле (4.19) имеет следующие значения для бетонов различных видов:

тяжелого	1
легкого на заполнителях:	
а) керамзите, аглопорите, шлаковой пемзе, с мелким заполнителем	1
плотным	1,5
пористым	2,5
б) естественных пористых — туфе, пемзе, вулканическом шлаке, известняке-ракушечнике (независимо от мелкого заполнителя)	
в) мелкозернистых групп:	
А	1,3
Б	1,5
В	1

В формуле (4.20) σ_{bp} — напряжение обжатия бетона с учетом всех потерь при коэффициенте γ_{sp} меньше единицы; R_b — сопротивление бетона, принимаемое без учета коэффициентов условий работы. Значение e_0/h принимают не более 1,5.

Значение δ_e в формуле (4.18) принимают равным:

$$\delta_e = e_0/h, \quad (4.22)$$

но не менее вычисленного по эмпирической формуле

$$\delta_{\min} = 0,5 - 0,01l_0/h - 0,01R_b, \quad (4.23)$$

где R_b в МПа.

Если окажется, что $N \geq N_{cr}$, то следует увеличить размеры сечения.

Коэффициент η , вычисляемый по формуле (4.17), применяют для расчета средней трети длины внецентренно сжатого элемента. В опорных сечениях коэффициент η принимают равным единице, в пределах крайних третей длины элемента — вычисляют по линейной интерполяции между указанными значениями. Это относится к элементам, имеющим несмещаемые опоры, а также смещаемые вследствие вынужденных деформаций (температурных или им подобных воздействий).

Из плоскости внецентренного воздействия с расчетным (по статическому расчету) эксцентриситетом элемент рассчитывают только со случайным эксцентриситетом e_a .

4.3. Расчет внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения

Общие положения. Для прямоугольного сечения (рис. 4.8)

$$A_{bc} = bx; \quad N_b = R_b bx; \quad z_b = h_0 - 0,3x. \quad (4.24)$$

С учетом этих выражений формула для расчета по несущей способности (4.6) принимает вид

$$Ne \leq R_b bx (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (4.25)$$

где $e = e_0 \eta + h/2 - a$,

Высоту сжатой зоны определяют из следующих уравнений:

при $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$

$$N = R_b bx + R_{sc} A'_s - R_s A_s; \quad (4.26)$$

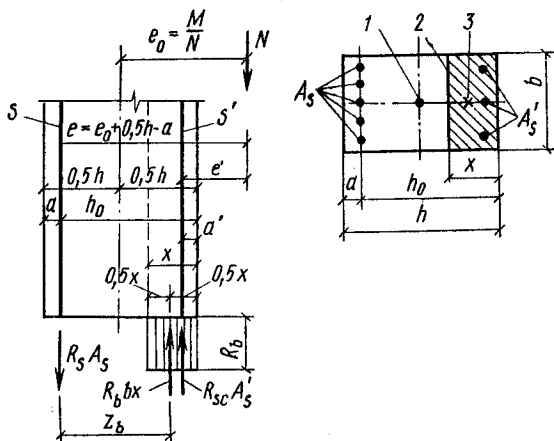


Рис. 4.8. К расчету внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения (при $x/h \leq \xi_R$)

1 — геометрическая ось элемента; 2 — граница сжатой зоны; 3 — центр тяжести площади бетона сжатой зоны

$$\text{при } \xi = x/h_0 > \xi_R$$

$$N = R_b b x + R_{sc} A_s - \sigma_s A_s, \quad (4.27)$$

где σ_s в зависимости от применяемых материалов находят по формуле (4.9) или (4.10).

Проверка несущей способности. При проверке несущей способности элемента, когда все данные о нем известны, из формулы (4.26) в предположении условия $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$ вычисляют высоту сжатой зоны

$$x = (N - R_{sc} A_s' + R_s A_s) / (R_b b); \quad (4.28)$$

затем определяют ξ_R по формуле (2.42). Проверяют условие $x \leq \xi_R h_0$ и, если оно соблюдено, то при найденном значении x проверяют несущую способность элемента по формуле (4.25). Несоблюдение условия $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$ указывает на то, что x необходимо определять при условии $\xi = x/h_0 > \xi_R$ по формуле (4.27).

При использовании бетонов классов не выше В30 и ненапрягаемой арматуры классов А-I, А-II, А-III при $x > \xi_R h_0$ значение σ_s , найденное по формуле (4.9), следует подставить в уравнение (4.27), откуда вычислить x . Вычисленное значение x следует применить в формуле (4.25) для проверки несущей способности элемента.

При $x > \xi_R h_0$ и при использовании бетонов класса вы-

ше В30 и арматуры класса А-IV и выше значение σ_s , определенное по формуле (4.10), следует подставить в равенство (4.27) и вычислить x . Затем для проверки несущей способности элемента воспользоваться формулой (4.25).

Подбор арматуры. При подборе площади сечения арматуры A_s и A'_s (значения N , l_0 , b и h считаются известными) расчетные формулы преобразуются следующим образом.

Условие $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$. Очевидно, что когда арматура s' в сечении элемента требуется по расчету тогда, когда относительная высота сжатой зоны при учете только одной арматуры превышает граничное значение ξ_R . Учитывая это значение высоты сжатой зоны и отвечающее ему α_m из табл. 3.1, на основании формул (4.25) и (4.26) получают:

$$A'_s = (Ne - \alpha_m R_b b h_0^2) / (R_{sc} z_s), \quad (4.29)$$

$$A_s = (\xi_R R_b b h_0 - N) / R_s + A'_s R_{sc} / R_s. \quad (4.30)$$

Площадь сечения арматуры A'_s должна быть не меньше минимальной, указанной в подглаве 4.1.

При заданном сечении арматуры A'_s (по конструктивным или иным соображениям, например при моментах двух знаков) на основании формулы (4.25) составляют уравнение

$$x(h_0 - 0,5x) = [Ne - R_{sc} A'_s (h_0 - a')] / (R_b b). \quad (4.31)$$

В правой части этого равенства все величины известны. Учитывая выражение (3.16) $\alpha_m = \xi (1 - 0,5\xi)$, где $\xi = x/h_0$ определяют

$$\alpha_m = [Ne - R_{sc} A'_s (h_0 - a')] / R_b b h_0^2. \quad (4.32)$$

Соответственно значению α_m можно определить ξ из табл. 3.1 или же вычислить его по выражению

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2/\alpha_m}. \quad (4.33)$$

Имея таким образом $x = \xi h_0$, из выражения (4.26) находят искомую площадь арматуры

$$A_s = (\xi R_b b h_0 - N) / R_s + A'_s R_{sc} / R_s. \quad (4.34)$$

В практике нередко применяют симметричное армирование, в частности в элементах, испытывающих дей-

стве противоположных по знаку, но близких по значению изгибающих моментов.

При симметричном армировании, когда $A = A'_s$ и $R_{sc} = R_s$, т. е. когда $R_{sc}A'_s = R_sA_s$, из выражения (4.26) можно вычислить

$$x = N/R_b b. \quad (4.35)$$

Затем, используя значение x , по формуле (4.25) найти

$$A_s = A'_s = N(e - h_0 + N/2R_b b)/R_{sc}(h_0 - a'). \quad (4.36)$$

Условие $\xi = x/h > \xi_R$. Прямой подсчет площадей сечения арматуры A_{sc} и A'_s затруднителен из-за сложности используемых зависимостей. Целесообразно применить симметричное армирование $A'_s = A_s$, $R_{sc} = R_s$. Расчетные формулы для подбора симметричной арматуры получают из совместного решения системы трех уравнений: уравнений равновесия продольных сил, прочности и эмпирической зависимости для σ_s (см. далее подглаву 18.1).

Для обобщения изложенного ниже приведена рекомендуемая последовательность расчета сечения арматуры элементов прямоугольного профиля с несимметричным армированием (без предварительного напряжения).

1. Выписывают расчетные данные R_b , R_s , R_{sc} , ϵ_b , ϵ_s ; вычисляют значения h_0 , z_s , $e_0 = M/N$, e_0/h , l_0/h , α .

2. Задаются коэффициентом армирования в пределах 0,005...0,035; по формулам (4.23), (4.18) и (4.19) вычисляют δ_e , φ_l и N_{cr} .

Если окажется, что $N_{cr} < N$, размеры сечения элемента следует увеличить.

3. Определяют коэффициент η по выражению (4.17) и находят расстояние от усилия N до арматуры S :

$$e = e_0 \eta + h/2 - a,$$

где e_0 вычисляют по формуле (4.1).

4. С помощью формулы (4.28), задаваясь ожидаемым отношением A_s/A'_s , определяют высоту сжатой зоны x и затем $\xi = x/h_0$, после чего по формулам (4.29)...(4.34) подбирают сечения арматуры A_s и A'_s , принимая их не менее минимального значения.

5. Вычисляют коэффициент армирования

$$\mu = (A_s + A'_s)/bh$$

по найденным сечениям арматуры. Если он отличается от исходного не более чем на 0,005, решение можно счи-

тать найденным; при большей разнице необходимо сечение пересчитать, задавшись новым коэффициентом армирования.

Если в решении получается $\mu > 0,03$, то следует пересмотреть размеры поперечного сечения b и h или изменить классы бетона и арматуры.

6. Проверяют прочность элемента с учетом влияния продольного изгиба в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба, как для сжатого элемента со случайными эксцентриситетами.

7. Если требуется, проверяют достаточность несущей способности элемента, пользуясь формулами (4.28) и (4.25).

4.4. Расчет внецентренно сжатых элементов таврового и двутаврового сечений

Внецентренно сжатые элементы таврового и двутаврового профилей часто встречаются в арках, колоннах и других конструкциях.

В элементах таврового профиля полку обычно располагают у более сжатой грани (рис. 4.9, а). При этом различают два случая: если граница сжатой зоны проходит в пределах полки, сечение рассматривают как прямоугольное шириной b'_f ; если нейтральная ось пересекает ребро, учитывается сжатие в ребре. Вводимую в расчет ширину полки принимают тех же размеров, что и при расчете тавровых профилей на изгиб (см. подглаву 3.3).

При тавровом профиле с полкой, расположенной у растянутой (или менее сжатой) грани, последнюю в расчет не принимают и сечение рассматривают как прямоугольное с расчетной шириной, равной ширине ребра.

Расчет двутавровых профилей сводится к расчету тавровых с полкой в сжатой зоне, поскольку полка, расположенная в растянутой зоне, в расчете прочности не учитывается (рис. 4.9, б).

Расчет внецентренно сжатых элементов таврового профиля с полкой в сжатой зоне, как и расчет элементов любого симметричного профиля, выполняют в зависимости от того, соблюдается ли условие

$$\xi = x/h_0 \leq \xi_R.$$

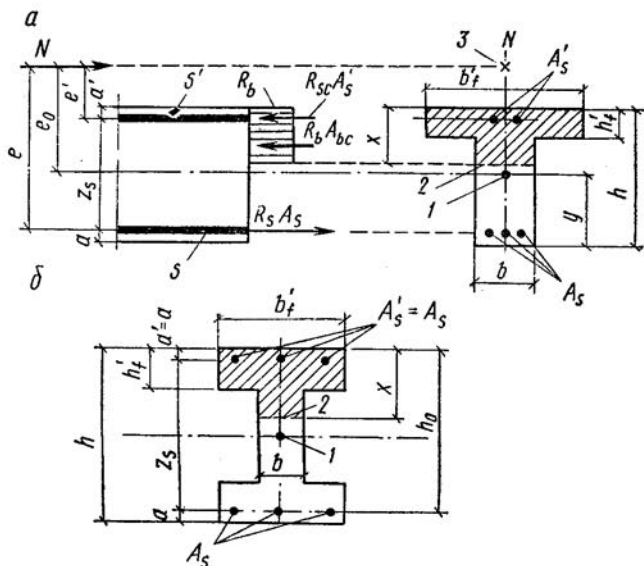


Рис. 4.9. К расчету элементов таврового и двутаврового профилей
a — тавровое сечение (с полкой в сжатой зоне); *b* — двутавровое симметричное сечение; 1 — геометрическая ось элемента; 2 — граница сжатой зоны; 3 — место приложения продольного усилия, сжимающего элемент

Сначала выявляют положение границы сжатой зоны. При соблюдении условия

$$N > R_b b'_f h'_f \quad (4.37)$$

граница сжатой зоны проходит ниже полки сечения.

Прочность сечения проверяют по условию

$$Ne \leq R_b bx (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (4.38)$$

Высоту сжатой зоны определяют из равенств:

$$\text{при } \xi = x/h_0 \leq \xi_R$$

$$N = R_b bx + R_b (b'_f - b) h'_f + R_{sc} A'_s - R_s A_s; \quad (4.39)$$

$$\text{при } \xi = x/h_0 > \xi_R$$

$$N = R_b bx + R_b (b'_f - b) h'_f + R_{sc} A'_s - \sigma_s A_s, \quad (4.40)$$

где σ_s в зависимости от применяемых материалов находят по формуле (4.9) или (4.10).

Вышеприведенные формулы используют и при рас-

чете элементов двутаврового сечения с симметричной арматурой.

В расчетных формулах (см. рис. 4.9, а) расстояние

$$e = \eta e_0 + y - a, \quad (4.41)$$

где y — расстояние от центра тяжести всего сечения до растянутой грани ребра; можно принимать $y = K_1 h$, выбирая коэффициент K_1 по табл. 4.1.

При учете гибкости радиус инерции в плоскости изгиба можно определять как

$$i = K_2 h, \quad (4.42)$$

где K_2 — коэффициент, принимаемый для тавровых сечений по табл. 4.1 и для двутавровых симметричных по табл. 4.2.

4.1. Значения коэффициентов K_2 и K_1 для тавровых сечений

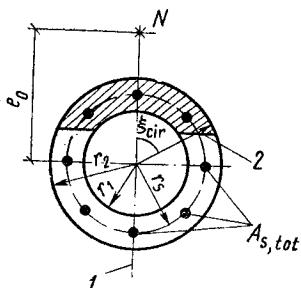
h_f'/h	Коэффициент	Отношение b_f'/b				
		2	3	5	10	15
0,1	K_1	0,54	0,58	0,63	0,71	0,76
	K_2	0,3	0,33	0,32	0,31	0,29
0,2	K_1	0,57	0,61	0,68	0,76	0,79
	K_2	0,3	0,31	0,29	0,26	0,23
0,3	K_1	0,58	0,63	0,69	0,76	0,78
	K_2	0,3	0,3	0,27	0,23	0,2
0,4	K_1	0,58	0,63	0,68	0,74	0,76
	K_2	0,29	0,28	0,25	0,21	0,19
0,5	K_1	0,58	0,62	0,67	0,7	0,72
	K_2	0,27	0,26	0,23	0,2	0,19

4.2. Значения коэффициента K_2 для двутавровых симметричных сечений

h_f^e/h	Отношение b_f^e/b				
	2	3	5	10	15
0,1	0,32	0,34	0,37	0,4	0,42
0,15	0,33	0,35	0,36	0,39	0,41
0,2	0,33	0,35	0,36	0,38	0,39
0,25	0,32	0,34	0,35	0,37	0,37
0,3	0,32	0,33	0,34	0,35	0,35
0,35	0,31	0,32	0,33	0,33	0,34

Рис. 4.10. К расчету элементов кольцевого сечения

1 — плоскость действия изгибающего момента; 2 — граница сжатой зоны



4.5. Расчет элементов кольцевого сечения

Кольцевые поперечные сечения встречаются в конструкциях колонн, опор линий электропередачи, дымовых труб. Элементы кольцевого профиля обычно армируют продольными стержнями, расположенными равномерно по окружности.

Расчетные формулы для таких элементов, приведенные в СНиПе, получены на основании общих предпосылок расчета элементов любого симметричного профиля с введением эмпирических коэффициентов.

Прочность сжатых элементов кольцевого сечения (рис. 4.10) рассчитывают по условию (при $r_1/r_2 \geq 0,5$)

$$N e \leq [(R_b A r_m + R_{sc} A_{s,tot} r_s) \sin \pi \xi_{cir}] / \pi + R_s A_{s,tot} \varphi_s z_s. \quad (4.43)$$

Относительную площадь сечения бетона сжатой зоны вычисляют по формуле

$$\xi_{cir} = [N + (\sigma_{sp} + \omega_1 R_s) A_{s,tot}] / [R_b A + (R_{sc} + \omega_2 R_s) A_{s,tot}], \quad (4.44)$$

где r_s — радиус окружности, проходящей через центры тяжести стержней арматуры; $A_{s,tot}$ — площадь сечения всей продольной арматуры; A — площадь бетона всего кольца; σ_{sp} — предварительное напряжение арматуры, определяемое при коэффициенте точности натяжения $\gamma_p > 1$; z_s — расстояние от равнодействующей в арматуре растянутой зоны до центра тяжести сечения.

В формулах (4.43) и (4.44):

$$r_m = 0,5 (r_1 + r_2); \quad (4.45)$$

$$z_r = (0,2 + 1,3 \xi_{cir}) r_s, \text{ но } \leq r_s; \quad (4.46)$$

$$\varphi_s = \omega_1 - \omega_2 \xi_{cir}; \quad (4.47)$$

$$\omega_1 = \eta - \sigma_{sp} / R_s; \quad (4.48)$$

$$\omega_2 = \omega_1 (1,5 + 6 R_s \cdot 10^{-4}), \text{ (где } R_s, \text{ МПа)}. \quad (4.49)$$

В формуле (4.48) $\eta = 1$ для арматуры классов А-I, А-II, А-III; $\eta = 1,1$ для арматуры других классов.

Если при вычислении по формуле (4.44) получается, что $\xi_{cir} < 0,15$, то в условие (4.43) подставляют значение ξ_{cir} , определяемое по формуле

$$\xi_{cir} = [N + (\sigma_{sp} + \varphi_s R_s) A_{s,tot}] / (R_b A + R_{sc} A_{s,tot}). \quad (4.50)$$

При этом значение z_s и φ_s определяют по формулам (4.46) и (4.47) при $\xi_{cir} \leq 0,15$.

Если же вычисленный по формуле (4.47) коэффициент $\varphi_s \leq 0$, то в условие (4.43) подставляют $\varphi_s = 0$ и значение ξ_{cir} , вычисленное по формуле (4.44) при $\omega_1 = \omega_2 = 0$.

4.6. Сжатые элементы, усиленные косвенным армированием

Если в коротком сжатом элементе установить поперечную арматуру, способную эффективно сдерживать поперечные деформации, то этим можно существенно увеличить его несущую способность. Такое армирование называется косвенным.

В практике для элементов с круглым или многоугольным поперечным сечением получило распространение косвенное армирование элемента в виде спиралей или сварных колец (рис. 4.11, а). Для элементов с прямоугольным сечением применяют объемное косвенное армирование в виде часто размещенных поперечных сварных сеток (рис. 4.11, б). Косвенное армирование в виде поперечных сеток широко применяют для местного усиления железобетонных сборных колонн вблизи стыков (рис. 4.11, в), а также под анкерами и в зоне анкеровки предварительно напрягаемой арматуры (см. рис. 3.8).

Опытами выявлено наличие повышенного сопротивления бетона сжатию в пределах ядра, заключенного внутри спирали или сварной сетки. Спирали и кольца подобно обойме сдерживают поперечные деформации бетона, возникающие при продольном сжатии, и тем самым обуславливают повышенное сопротивление бетона продольному сжатию, в том числе и после появления в нем первых продольных трещин. Бетон в пределах ядра сопротивляется внешним воздействиям даже после отслаивания наружного слоя бетона и до тех пор, пока в поперечной арматуре напряжения не достигнут предела текучести.

Продольные деформации элементов, усиленных косвенной арматурой, весьма велики и тем больше, чем сильнее поперечное армирование.

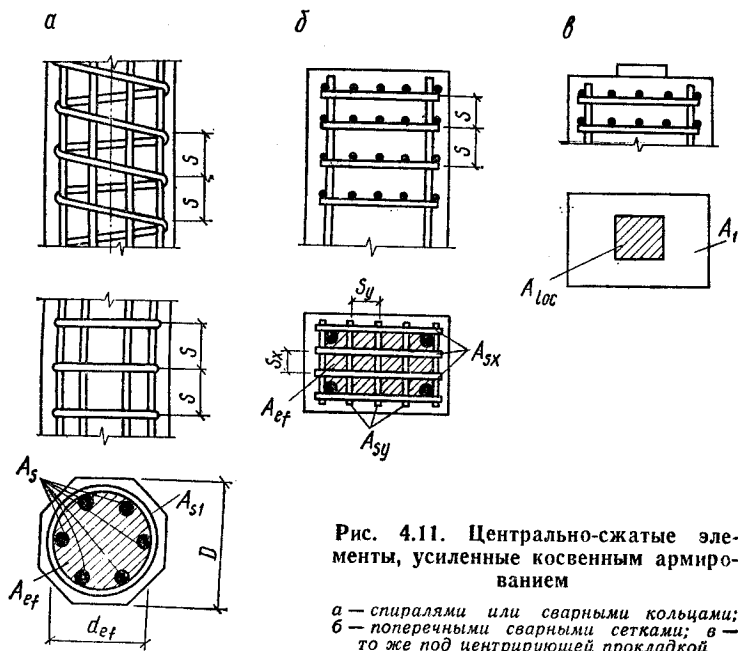


Рис. 4.11. Центально-сжатые элементы, усиленные косвенным армированием

a — спиралями или сварными кольцами;
b — поперечными сварными сетками; *в* —
 то же под центрирующей прокладкой

Прочность сжатых элементов при наличии в них продольной и косвенной арматуры любого вида рассчитывают по формулам (4.6), (4.7), (4.8), в которых учитывают лишь часть бетонного сечения, ограниченную крайними стержнями сеток, кольцами или спиральной косвенной арматурой, а вместо сопротивления бетона R_b применяют приведенное его сопротивление $R_{b,red}$, определяемое по эмпирическим зависимостям:

при армировании сварными сетками

$$R_{b,red} = R_b + \Phi \mu_{s,xy} R_s; \quad (4.51)$$

при армировании спиралями и кольцами

$$R_{b,red} = R_b + 2\mu R_s (1 - 7,5e_0/d_{ef}) \quad (4.52)$$

где R_s — расчетное сопротивление растяжению стержней сеток или спиралей; $\mu_{s,xy}$ — коэффициент косвенного армирования сварными сетками; e_0 — эксцентриситет приложения продольной нагрузки (без учета влияния прогиба); R_s — расчетное сопротивление растяжению спирали или колец; d_{ef} — диаметр бетонного сечения внутри спирали; μ — коэффициент косвенного армирования спиралью или кольцами,

В формулах (4.51) и (4.52):

$$\mu_{s,xy} = (n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y) / A_{ef} s; \quad (4.53)$$

$$\mu = 4A_{s,cir} / d_{ef} s; \quad (4.54)$$

$$\varphi = 1/0,23 \psi, \text{ где } \psi = \frac{\mu_{s,xy} R_s}{R_b + 10}, \quad (R_s, R_b \text{ МПа}), \quad (4.55)$$

где n_x, A_{sx}, l_x — соответственно число стержней, площадь сечения одного стержня, его длина (считая в осях крайних поперечных стержней) одного направления; n_y, A_{sy}, l_y — то же, другого направления; A_{ef} — площадь сечения бетона, заключенного внутри контура сеток (считая в осях крайних стержней); s — шаг сеток (размер вдоль элемента); φ — коэффициент эффективности косвенного армирования; $A_{s,cir}$ — площадь поперечного сечения стержня спирали или колец; s — шаг колец или навивки спирали.

Для элементов из мелкозернистого бетона следует принимать значение коэффициента μ согласно формулам (4.53) и (4.54) не более 0,04.

В случае применения высокопрочной продольной арматуры классов А-IV, А-V, А-VI ее расчетное сопротивление сжатию в сжатых элементах с косвенным армированием сварными сетками определяют по формуле

$$R_{sc,red} = R_{sc} \{1 + \delta_1 [(R_s/R_{sc})^2 - 1] / [1 + \delta_1 (R_s/R_{sc} - 1)]\} \leq R_s. \quad (4.56)$$

В этой зависимости

$$\delta_1 = 8,5 E_s \psi \theta / R_s 10^3 \quad (4.57)$$

$$\text{при } \theta = 0,8 + \eta (A_s/A_{ef}) (1 - 0,01 R_b);$$

$\eta = 10$ для арматуры класса А-IV и $\eta = 25$ для арматуры классов А-V и А-VI. Значение θ принимают в пределах $1 \leq \theta \leq 1,2$ при арматуре класса А-IV и $1 \leq \theta \leq 1,6$ при арматуре классов А-V и А-VI.

Граничное значение ξ_R вычисляют по формуле (2.42), в которой значение ω находят с учетом влияния косвенного армирования по экспериментальной зависимости

$$\omega = \alpha - 0,008 R_b + \delta_2 \leq 0,9. \quad (4.58)$$

В этой формуле $\delta_2 = 10 \mu \leq 0,15$, где μ вычисляют по формуле (4.53) для сеток или (4.54) для спиралей; α и β — величины, устанавливаемые по рекомендациям подглавы 2.6, формуле (2.42), в которой $\sigma_{sc,u}$ вычисляют для элементов с высокопрочной арматурой по зависимости

$$\sigma_{sc,u} = (2 + 8,5 \psi \theta) E_s 10^{-3}, \quad (4.59)$$

но принимают не более 900 МПа для арматуры класса А-IV и 1200 МПа для арматуры классов А-V и А-VI.

Гибкость элементов, характеризующаяся отношением l_0/i_{ef} , не должна превышать 55 при армировании сетками и 35 при армировании спиральями (здесь i_{ef} — радиус инерции части сечения элемента, вводимой в расчет).

Критическую силу внецентренно сжатого элемента с косвенным армированием определяют с учетом прогиба элемента вследствие его деформирования. Для этого используют формулу (4.18), в которой момент инерции вычисляют по части сечения, ограниченной крайними стержнями сеток или спиралью (кольцами). Выражение (4.18) в целом должно быть умножено на коэффициент

$$\varphi_1 = 0,25 + 0,05l_0/c_{ef}, \text{ но не более } 1, \quad (4.60)$$

где c_{ef} — равно высоте или диаметру бетонной части сечения, учитываемой в расчете. При пользовании формулой (4.18) величину δ необходимо вычислять не по формуле (4.23), а по зависимости

$$\delta_{\min} = 0,5 - 0,01l_0 \varphi_2/c_{ef} - 0,01R_b, \quad (4.61)$$

$$\text{где } \varphi_2 = 0,1l_0/c_{ef} - 1, \text{ но не более } 1. \quad (4.62)$$

Косвенное армирование целесообразно выполнять по расчету, если несущая способность элемента, определяемая по приведенным здесь формулам (при A_{ef} и $R_{b,red}$), выше его несущей способности, определяемой по полному сечению элемента и значению расчетного сопротивления бетона R_b без учета косвенной арматуры.

Элементы с косвенным армированием дополнительно рассчитывают на трещиностойкость бетона защитного слоя в эксплуатационных условиях конструкций. Расчет выполняют по тем же формулам, по которым рассчитывают прочность, но при эксплуатационных значениях нагрузок ($\gamma_f = 1$), с учетом всей площади сечения бетона в элементе, при расчетных сопротивлениях бетона и арматуры по второй группе предельных состояний, а именно: при $R_{b,ser}, R_{s,ser}, R_{sc,ser} \leq 400$ МПа.

При определении в этом расчете граничного значения относительной высоты сжатой зоны ξ_R по формуле (2.42) принимают $\sigma_{sc,u} = 400$ МПа, а величину $\omega = \alpha - 0,006 R + \delta_2 < 0,9$. При расчете критической силы $N_{cr,ser}$ по формуле (4.18) величина δ_{\min} , согласно формуле (4.23), устанавливается при $R_{b,ser}$ вместо R_b .

Граничные стержни сварных сеток, спирали и кольца должны охватывать все продольные рабочие стержни арматуры.

Колонны с кольцевым и спиральным армированием целесообразно применять в условиях, когда при больших нагрузках необходимо использовать элемент с возможно меньшим поперечным сечением. Эффект косвенного армирования резко снижается в гибких колоннах из-за продольного изгиба, поэтому оно чаще всего практикуется для элементов с отношением $l_0/d \leq 10$.

Опыт применения косвенного армирования показал, что приведенное сечение спирали (см. рис. 4.11, а).

$$A_{red} = \pi d_1 A_{s1} / s \quad (4.63)$$

должно составлять не менее 25 % площади сечения продольной арматуры, иначе спиральное армирование малоэффективно. В практике спирали (кольца) изготавливают из стержневой арматуры классов А-I, А-II, А-III диаметром 6...14 мм или проволоки Вр-I; принимая их шаг применяют не менее 40 мм и не более $1/5$ диаметра сечения элемента, но не более 100 мм. Спирали и кольца, образующие диаметр менее 200 мм, применять не рекомендуется.

Если усилие от одного железобетонного элемента к другому передается через стык не через всю поверхность торца, а только через ее часть — центрирующую прокладку, то прочность элемента под прокладкой проверяют по формуле

$$N \leq R_{b,red}^* A_{loc1}, \quad (4.64)$$

где A_{loc1} — площадь смятия; $R_{b,red}^*$ — приведенная призмная прочность бетона,

$$R_{b,red}^* = R_b \varphi_{loc,b} + \mu \varphi_{loc,s}, \quad (4.65)$$

где $\varphi_{loc,b}$ — коэффициент, учитывающий повышение несущей способности бетона при местном смятии; $\varphi_{loc,s}$ — аналогичный коэффициент, относящийся к косвенному армированию.

$$\varphi_{loc,b} = \sqrt[3]{A_{loc}/A_1}, \text{ но не более } 3,5; \quad (4.66)$$

$$\varphi_{loc,s} = 4,5 - 3,5 A_{loc}/A_{ef}, \quad (4.67)$$

где A_1 — площадь элемента; μ , φ , R_s оговорены выше; площади A_{ef} , A_{loc} , A_1 см. на рис. 4.11.

Интенсивность сетчатого армирования на единицу длины в одном и противоположном направлениям не должна отличаться более чем в 1,5 раза. Для сварных сеток применяют ту же арматуру, что и для спиралей. Размеры ячеек сеток принимают не менее 45 мм и не более $1/4$ меньшей стороны сечения элемента, но не более

100 мм; шаг $s \geq 60$ мм, но $s \leq 1/3$ ширины сечения и $s \leq 150$ мм.

При усилении концевых участков сжатых элементов (см. рис. 4.11, в) устанавливают не менее четырех сварных сеток. Зона усиления по длине элемента должна быть не менее $10d$ при продольной арматуре из стержней периодического профиля и $20d$ при гладких стержнях.

Контрольные вопросы для самостоятельной проработки материала главы 4

1. Как выглядит схема армирования железобетонной колонны?
2. Для чего применяют хомуты? Как назначают диаметр и шаг хомутов?
3. Как устанавливают случайные эксцентриситеты продольной сжимающей силы?
4. Как учитывают влияние прогиба в расчете гибких внецентренно сжатых элементов?
5. Какие два случая разрушения в стадии III внецентренно сжатых элементов?
6. Как записывают условия прочности элементов любого симметричного сечения при внецентренном сжатии для случая 1 и при $\xi \leq \xi_n$, для случая 2 при $\xi > \xi_n$?
7. Как записывают условия прочности элементов прямоугольного сечения при внецентренном сжатии?
8. Как получить формулу для подбора арматуры элементов прямоугольного сечения при внецентренном сжатии и $A_s = A'_s$?
9. Какова последовательность подбора арматуры элементов прямоугольного сечения при внецентренном сжатии и $A_s = A'_s$?
10. Как выглядит схема усиления колонн косвенным армированием?
11. В чем сущность косвенного армирования?
12. Какова последовательность расчета прочности внецентренно сжатых элементов, усиленных сетчатой или спиральной арматурой?

ГЛАВА 5. РАСТЯНУТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ

5.1. Конструктивные особенности

В условиях центрального (осевого) растяжения находятся затяжки арок, нижние пояса и нисходящие раскосы ферм, стенки круглых в плане резервуаров для жидкостей и некоторые другие конструктивные элементы (рис. 5.1).

Центрально-растянутые элементы проектируют, как правило, предварительно напряженными, что существен-

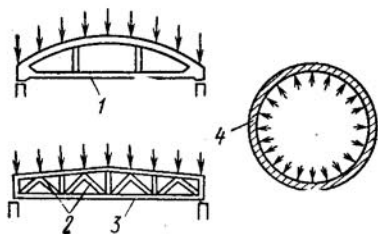


Рис. 5.1. Центральнорастянутые элементы

1 — затяжка арки; 2 — нисходящие раскосы фермы; 3 — нижний пояс фермы; 4 — стенка круглого в плане резервуара

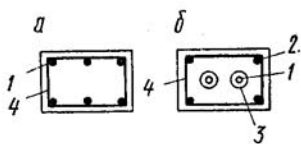


Рис. 5.2. Армирование центрально-растянутых предварительно напряженных стержневых элементов

а — при натяжении на упоры; б — то же на бетон; 1 — напрягаемая арматура (стержни, проволочные пучки, арматурные канаты); 2 — ненапрягаемая арматура; 3 — канал для напрягаемой арматуры; 4 — стержни поперечной арматуры

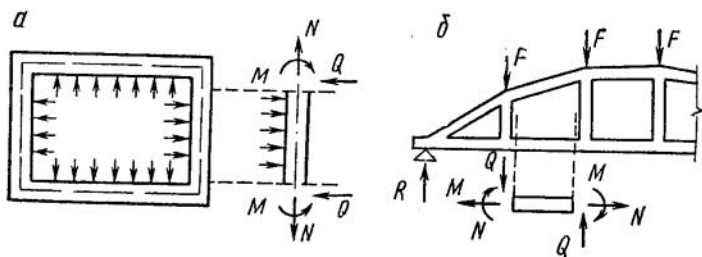


Рис. 5.3. Внецентренно растянутые элементы

а — стенка резервуара (бункера); б — нижний пояс безраскосной фермы

но повышает сопротивление образованию трещин в бетоне.

Основные принципы конструирования железобетонных элементов, изложенные в главе 2, относятся также и к центрально-растянутым элементам. Стержневую рабочую арматуру, применяемую без предварительного напряжения, соединяют по длине обычно сваркой, стыки внахлестку без сварки допускаются только в плитных и стеновых конструкциях.

Растянутая предварительно напрягаемая арматура (стержни, проволочные пучки, арматурные канаты) в линейных элементах (затяжки арок, нижние пояса ферм) не должна иметь стыков. В поперечном сечении элемента предварительно напрягаемую арматуру размещают симметрично (рис. 5.2) с тем, чтобы при передаче обжимающего усилия (сразу полностью или постепенно,

обжимая сечение усилиями отдельных групп стержней) по возможности избежать внецентренного обжатия элемента.

При натяжении на бетон предварительно напряженная арматура, размещаемая в специально предусматриваемых каналах, в процессе обжатия не работает в составе поперечного сечения элемента. В этом случае целесообразно снабжать предварительно напряженный элемент небольшим количеством ненапрягаемой арматуры (см. *рис. 5.2, б*). Ее располагают ближе к наружным поверхностям, чтобы она давала больший эффект в усилении элемента против возможных внецентренных воздействий в процессе обжатия.

В условиях внецентренного растяжения находятся стенки резервуаров (бункеров), прямоугольных в плане, испытывающие внутреннее давление от содержимого, нижние пояса безраскосных ферм и некоторые другие элементы конструкций (*рис. 5.3*). Такие элементы одновременно растягиваются продольной силой N и изгибаются моментом M , что равносильно внецентренному растяжению усилием N с эксцентриситетом $e_0 = M/N$ относительно продольной оси элемента.

Различают положение (*рис. 5.4, а*), когда внешняя продольная растягивающая сила N приложена между равнодействующими усилий в арматуре S и S' (ближе к усилению N и далее от него), и положение (*рис. 5.4, б*), когда сила приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре S и S' .

Внецентренно растянутые элементы армируют продольными и поперечными стержнями аналогично армированию изгибаемых элементов, а при положении N в пределах сечения — аналогично армированию центрально-растянутых элементов. Внецентренно растянутые элементы, как и центрально-растянутые, обычно подвергают предварительному напряжению, что значительно повышает их трещиностойкость.

Во внецентренно растянутых элементах содержание продольной арматуры $\mu \geq 0,05\%$; это относится к арматуре S , а при положении N в пределах сечения — и к арматуре S и S' .

Указания по анкеровке растянутых стержней в растянутом или сжатом бетоне, соединению сварных и вязаных сеток приведены в подглавах 1.2; 1.3.

Конструкция стыков сборных растянутых элементов,

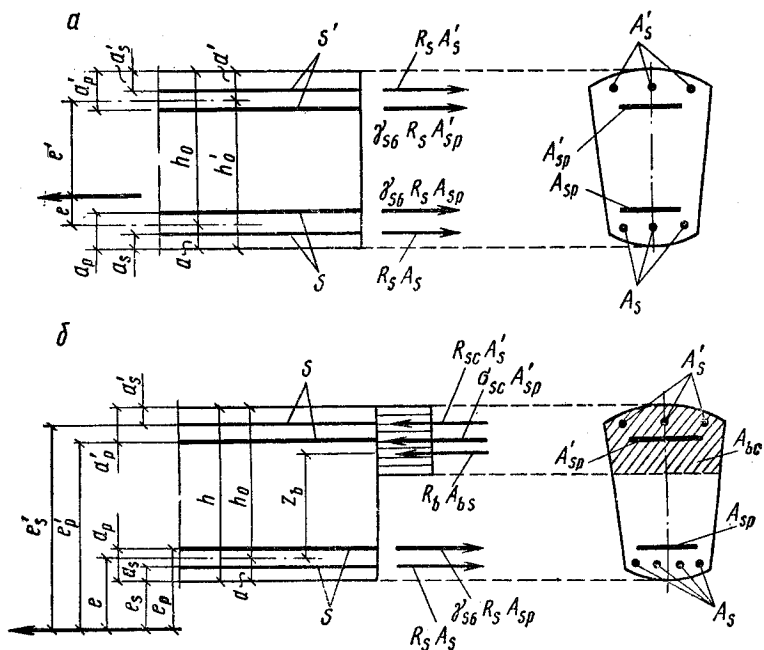


Рис. 5.4. Расчетные схемы внецентренно растянутых элементов; продольная растягивающая сила N расположена

а — между равнодействующими усилий в арматуре S и S' ; б — вне предела расстояния между равнодействующими усилий в арматуре S и S'

через которые передаются растягивающие усилия, предусматривает сварку выпусков арматуры или стальных закладных деталей, а также арматурных изделий, перекрытие стыка арматурой (пучки, канаты, стержни), размещаемой в каналах или пазах и натягиваемой на бетон.

5.2. Расчет прочности центрально-растянутых элементов

Разрушение центрально-растянутых элементов происходит после того, как в бетоне образуются сквозные трещины и он в этих местах выключается из работы, а в арматуре напряжения достигают предела текучести (если сталь имеет площадку текучести) или временного сопротивления. Несущая способность центрально-растянутого элемента обусловлена предельным сопротивлением арматуры без участия бетона.

В соответствии с этим прочность центрально-растянутых элементов, в общем случае имеющих в составе сечения предварительно напрягаемую и ненапрягаемую арматуру с площадями сечения соответственно A_{sp} и A_s , рассчитывают по условию

$$N = \gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s, \quad (5.1)$$

где γ_{s6} — коэффициент, учитывающий условия работы высокопрочной арматуры при напряжениях выше условного предела текучести, принимаемый равным η .

Если применяется ненапрягаемая арматура с условным пределом текучести, то вместо $\gamma_s R_s$ вводится расчетное напряжение σ_{sd} (см. подглаву 2.6).

В элементах с напрягаемой арматурой без анкеров необходимо проверять прочность сечений элемента в пределах длины зоны передачи напряжений. Расчетное сопротивление арматуры здесь принимают сниженным, определяя его умножением R_s на коэффициент

$$\gamma_{s6} = l_x / l_p,$$

где l_x — расстояние от начала зоны передачи напряжений до рассматриваемого сечения арматуры в пределах этой зоны; l_p — полная длина зоны передачи напряжений, устанавливаемая по формуле (1.21).

5.3. Расчет прочности элементов симметричного сечения, внецентренно растянутых в плоскости симметрии

Предельное состояние по несущей способности элементов любого симметричного сечения, внецентренно растянутых в плоскости симметрии, когда продольная сила N приложена между усилиями в арматуре S и S' , характеризуется тем, что бетон в элементах пересечен сквозными поперечными трещинами. Поэтому в нормальных сечениях, совпадающих с трещинами, внешнему усилию сопротивляется лишь продольная арматура. Разрушение элемента наступает, когда напряжения в продольной арматуре S и S' достигают предельного значения. Несущую способность проверяют по условиям:

$$Ne = \gamma_{s6} R_s A'_{sp} (h_0 - a'_p) + R_s A'_s (h_0 - a'_s); \quad (5.2)$$

$$Ne' = \gamma_{s6} R_s A_{sp} (h_0 - a_p) + R_s A_s (h_0 - a_s), \quad (5.3)$$

Если продольная сила N находится за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре S и S' , предельное состояние по несущей способно-

сти внецентренно растянутых элементов сходно с предельным состоянием изгибаемых элементов. Часть сечения у грани, более удаленной от силы N , сжата, противоположная — растянута. Вследствие образования трещин в бетоне растянутой зоны сечения растягивающие усилия в трещинах воспринимаются только арматурой. Несущая способность элемента обусловлена предельным сопротивлением растяжению арматуры растянутой зоны, а также предельным сопротивлением сжатию бетона и арматуры сжатой зоны; при этом, если в сжатой зоне находится предварительно напрягаемая арматура, напряжения в ней принимают равным σ_{sc} , которые определяют по формуле (2.38).

Несущую способность проверяют по условию

$$Ne < R_b A_{bc} z_b + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p). \quad (5.4)$$

В уравнении (5.4) площадь сжатой зоны A'_{sp} определяют по выражению

$$N = \gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s - R_b A_{bc} - \sigma_{sc} A'_{sp} - R_{sc} A'_s. \quad (5.5)$$

При расчете должно соблюдаться условие $\xi = (x/h_0) \leq \xi_R$. В противном случае принимают в формуле (5.4) $\xi = \xi_R$. Значение ξ_R определяют по формуле (2.42).

В элементах прямоугольного профиля для проверки несущей способности формулу (5.4) преобразуют следующим образом:

$$Ne < R_b bx (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p). \quad (5.6)$$

Следует помнить, что формула (5.6) справедлива, если $\xi \leq \xi_R$.

Для определения высоты сжатой зоны может быть использовано уравнение (5.5):

$$x = (\gamma_{s6} R_s A_{sp} + R_s A_s - \sigma_{sc} A'_{sp} - R_{sc} A'_s - N) / R_b b. \quad (5.7)$$

Для определения площади сечения арматуры A_{sp} и A'_s при $A_s = A'_s = 0$ формулы (5.5) и (5.6) преобразуют следующим образом:

$$A'_s = [Ne - \alpha_m R_b b h_0^2] / \sigma_{sc} (h_0 - a'_s); \quad (5.8)$$

$$A_{sp} = (\xi_R R_b b h_0 + R_{sc} A'_s + N) / \gamma_{s6} R_s. \quad (5.9)$$

Здесь ξ_R и α_m — коэффициенты из табл. 3.1. Если при этом значение A'_{sp} по расчету получается отрицательным или меньше минимально допустимого, то сечение A'_s на-

значают по минимальному содержанию арматуры. В этом случае, а также когда сечение арматуры A'_{sp} задано заранее по иным соображениям, сначала следует вычислить

$$\alpha_m = [Ne - \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p)] / R_b b h_0^2, \quad (5.10)$$

а затем по этому значению из табл. 3.1 найти ξ и определить

$$A_{sp} = (\xi R_b b h_0 + \alpha_{sc} A'_{sp} + N) / \gamma_{s6} R_s. \quad (5.11)$$

Контрольные вопросы для самостоятельной проработки материала главы 5

1. Как выглядят схемы железобетонных конструкций, испытывающих действие растягивающих усилий?
2. Каковы условия прочности центрально-растянутых элементов?
3. Какие два вида приложения продольной силы N возможны при внецентренном растяжении и каковы при этом расчетные эпюры напряжений в сечении?
4. Каково условие прочности, если продольная сила N приложена между усилиями в арматуре? За пределами расстояния между усилиями в арматуре?

ГЛАВА 6. ЭЛЕМЕНТЫ, ПОДВЕРЖЕННЫЕ ИЗГИБУ С КРУЧЕНИЕМ

6.1. Общие сведения

В железобетонных конструкциях кручение элементов в чистом виде почти не встречается, но в сочетании с изгибом — весьма часто (рис. 6.1). В сравнении с изгибом сопротивление железобетонных элементов кручению существенно меньше. Поэтому в ряде конструкций несмотря на относительно небольшие по абсолютному значению крутящие моменты, их влияние необходимо учитывать.

При кручении железобетонного элемента в нем возникают главные сжимающие и главные растягивающие напряжения, направленные под углом 45° к его продольной оси. Появление трещин и их наклон обусловлены интенсивностью и направлением главных растягивающих напряжений. В элементе, подверженном кручению, трещины появляются на ранних стадиях загрузки и располагаются по винтообразным линиям (рис. 6.2, а). После образования трещин силы в направлении главных

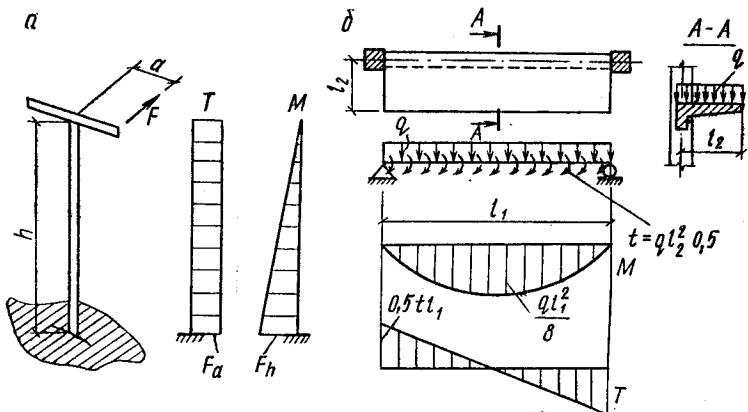


Рис. 6.1. Железобетонные элементы, подверженные изгибу с кручением

a — мачта под воздействием горизонтальной силы F , приложенной с плечом a относительно продольной оси; *б* — балка с односторонней консольной плитой; M — эпюры изгибающих моментов; T — эпюры крутящих моментов; t — равномерно распределенный крутящий момент; q — равномерно распределенная нагрузка

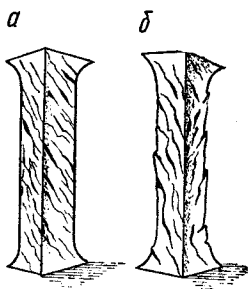


Рис. 6.2. Образец, испытанный на кручение

a — после образования трещин (промежуточная стадия загрузки); *б* — после испытания (конечная стадия загрузки)

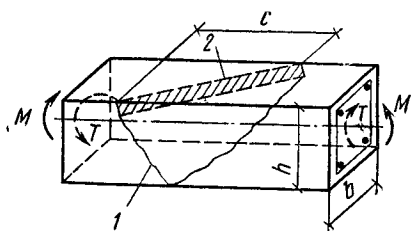


Рис. 6.3. Схема разрушения элемента прямоугольного сечения, испытывающего изгиб с кручением

1 — пространственная трещина; 2 — сжатая от изгиба зона

растягивающих напряжений воспринимает арматура, а силы в направлении главных сжимающих напряжений — бетон. Разрушение элемента происходит, когда в растянутой арматуре появляются значительные удлинения (рис. 6.2, б).

Изгиб, сопровождаемый кручением, вызывает в желе-

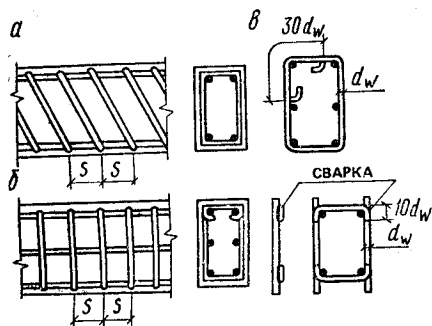


Рис. 6.4. Армирование элементов прямоугольного сечения, испытывающих изгиб с кручением

а — армирование продольными стержнями и спиралями; *б* — армирование продольными стержнями и поперечными замкнутыми хомутами; *в* — вязальный каркас; *г* — сварной каркас

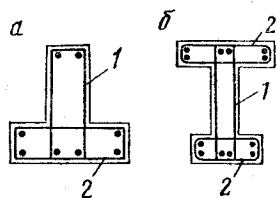


Рис. 6.5. Армирование элементов, испытывающих изгиб с кручением

а — таврового сечения; *б* — двутаврового сечения; 1 — замкнутые хомуты ребра; 2 — замкнутые хомуты полки

зобетонном элементе прямоугольного сечения разрушение по одной из пространственных трещин (рис. 6.3). Противоположные концы пространственной трещины, проходящей по трем сторонам элемента, близко подходят к сжатой зоне, расположенной у четвертой стороны.

Элементы, подверженные изгибу с кручением, должны иметь арматуру, воспринимающую силы от действия изгибающего и крутящего моментов. На участках интенсивного кручения их можно армировать спиральной арматурой (рис. 6.4, *а*) или поперечными и продольными стержнями (рис. 6.4, *б*). Спиральное армирование эффективнее, поскольку согласуется с направлением главных растягивающих напряжений; оно целесообразно при действии крутящих моментов одного знака. Армирование продольными и поперечными стержнями удобнее спирального при производстве работ. Все продольные стержни, вводимые в расчет на кручение с полным расчетным сопротивлением, должны быть заведены для надежной анкеровки за грань опоры на длину не менее $l_{ан}$ или специально заанкерены.

Для армирования железобетонных элементов, испытывающих кручение, применяют также вязанные каркасы с замкнутыми хомутами, предусматривая перепуск их концов на длину $30d$ (рис. 6.4, *в*), или сварные каркасы (рис. 6.4, *г*), в последних поперечные стержни привари-

вают точечной сваркой к угловым продольным стержням для образования замкнутых хомутов или же сваривают концы поперечных стержней, предусматривая длину сварного шва не менее $10 d_w$.

В элементах сложного поперечного сечения (двутаверовых, тавровых и др.), подверженных изгибу с кручением, все составляющие части сечения (ребра, полки) должны иметь замкнутое поперечное армирование в пределах каждой части (рис. 6.5).

6.2. Расчет элементов прямоугольного сечения

Напряженное состояние железобетонных элементов, возникающее вследствие воздействия изгиба с кручением, представляет одно из наиболее сложных явлений, которое еще продолжают изучать. В действующем СНиП* 2.03.01—84 содержатся указания только по определению несущей способности стержневых железобетонных элементов, подверженных изгибу с кручением. Метод этого расчета разработан в НИИЖБе в результате длительных экспериментальных исследований.

Несущую способность элемента оценивают по методу предельного равновесия с учетом образования пространственной арматуры, пересеченной трещиной, лимитируется пределом текучести, а сопротивление бетона сжатой зоны — его прочностью при сжатии.

Опытами установлено, что кручение существенно снижает сопротивление элемента поперечному изгибу.

Согласно СНиПу, расчет выполняют по трем расчетным схемам расположения сжатой зоны пространственного сечения (рис. 6.6). Расчетное значение крутящего момента принимают как меньшее из трех.

Нормы рекомендуют обобщенное выражение условия прочности стержневых элементов, принимаемого с некоторыми допущениями

$$T \leq R_s A_s (h_0 - 0,5x) (1 + \varphi_w \delta \lambda^2) / (\varphi_q \lambda + \kappa), \quad (6.1)$$

где

$$\lambda = c/b; \quad \delta = b/(2h + b); \quad (6.2)$$

$$\varphi_w = (b/s) (R_{sw} A_{sw}) / (R_s A_s); \quad (6.3)$$

$$\kappa = M/T; \quad (6.4)$$

$$R_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b b x. \quad (6.5)$$

Здесь M , T , Q — изгибающий момент, крутящий момент и поперечная

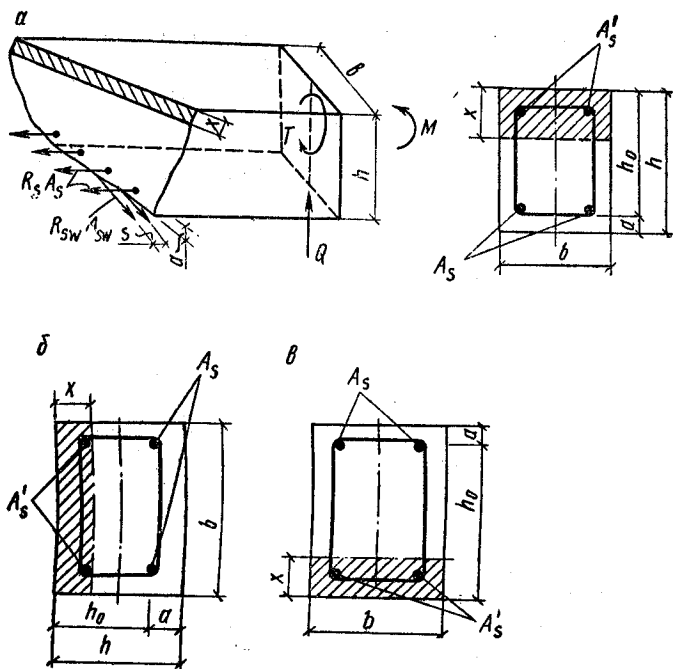


Рис. 6.6. К расчету элементов прямоугольного сечения, испытывающих изгиб с кручением

а, б, в — 1-я, 2-я и 3-я схемы расположения сжатой зоны

сила, вычисляемая для нормального сечения элемента, совпадающего с центром тяжести сжатой зоны рассчитываемого сечения с пространственной трещиной; A_s , A'_s — площади поперечного сечения продольной арматуры в растянутой и сжатой зонах в соответствующих расчетных схемах, принимаемых по рис. 6.6; b и h — размеры сторон поперечного сечения элемента, ориентируемые соответственно рассматриваемой схеме; c — длина проекции ограничивающей сжатую зону, на продольную ось элемента; x — высота сжатой зоны, определяемая из уравнения.

При отсутствии изгибающего момента и поперечной силы $\kappa=0$, $\varphi=1$; при расчетной схеме 1 (рис. 6.6, а), $\kappa=M/T$; $\varphi_q=1$; при расчетной схеме 2 (рис. 6.6, б): $\kappa=0$; $\varphi_q=1+0,5 hQ/T$; при расчетной схеме 3 (рис. 6.6, в): $\kappa=-M/T$; $\varphi_q=1$.

Опасное сечение элемента, отвечающее его наименьшей несущей способности, характеризуется параметром c ; его значение определяют пробными подстановками

ряда значений в расчетные формулы, но, как установлено экспериментально, оно должно быть не более $c = 2h + b$.

Опытами выявлено, что значение φ_w , характеризующее соотношение интенсивности поперечного и продольного армирования, должно быть в пределах

$$\varphi_{w,\min} \leq \varphi_w \leq \varphi_{w,\max}, \quad (6.6)$$

где

$$\varphi_{w,\min} = 0,5 (1 - M/2\varphi_w M_u); \quad \varphi_{w,\max} = 1,5 (1 - M/M_u). \quad (6.7)$$

Здесь M — изгибающий момент, который для 2-й схемы принимают равным нулю, для 3-й схемы — со знаком минус; M_u — предельный момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента.

Если по формуле (6.3) получается $\varphi_w < \varphi_{w,\min}$, то в расчете следует силу R_s , A_s в формулах (6.1) и (6.5) умножить на понижающий коэффициент $\varphi_w/\varphi_{w,\min}$.

Ограничение по соотношению поперечного и продольного армирования элемента введено для обеспечения эксплуатационных требований по деформативности элементов и ширине раскрытия трещин в бетоне, поскольку для элементов, подвергающихся изгибу с кручением, расчет предельных состояний по второй группе не разработан и нормами не предусмотрен.

Если $T \leq 0,5 Q_b$, то расчет выполняют не по 2-й схеме, а по условию

$$Q < Q_{sw} + Q_b - 3T/b, \quad (6.8)$$

Q_{sw} , Q_b определяют по формулам подглавы 3.6.

Прочность бетона на сжатие в элементе, испытывающем кручение с изгибом, считается обеспеченной, если соблюдается условие

$$T \leq 0,1R_b b^2 h. \quad (6.9)$$

При этом $h > b$: значения R_b при бетоне класса выше В30 принимают как для бетона класса В30.

Контрольные вопросы для самостоятельной проработки материала главы 6

1. Какие можно привести примеры конструкций, подверженных изгибу в сочетании с кручением?
2. Какие принципы армирования соблюдают в стержневых элементах, испытывающих изгиб с кручением?
3. Как выглядит схема разрушения стержневого железобетонного элемента, воспринимающего изгибающий и крутящий моменты?
4. Какова расчетная схема элемента прямоугольного сечения, испытывающего изгиб с кручением?

ГЛАВА 7. ТРЕЩИНОСТОЙКОСТЬ И ПЕРЕМЕЩЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ

7.1. Общие положения

Трещиностойкость элементов, как условлено ранее, — это сопротивление образованию трещин в стадии I или сопротивление раскрытию трещин в стадии II. Трещиностойкость элементов проверяют расчетом в сечениях, нормальных к продольной оси, а при наличии поперечных сил — также и в сечениях, наклонных к продольной оси. Расчеты трещиностойкости и перемещений элементов относятся к расчетам по второй группе предельных состояний. Порядок учета нагрузок изложен в главе 2.

В расчетах исходят из следующих положений:

напряжения в бетоне растянутой зоны перед образованием трещин равны $R_{bt,ser}$;

напряжения в напрягаемой арматуре равны $\sigma_p = \sigma_{sp} + 2\alpha R_{bt,ser}$, т. е. сумме предварительного напряжения (с учетом потерь и коэффициента точности натяжения) и приращения напряжения, отвечающего приращению деформаций окружающего бетона после погашения обжатия;

напряжения в ненапрягаемой арматуре предварительно напряженных элементов равны сумме сжимающего напряжения, вызванного усадкой и ползучестью бетона, и приращения растягивающего напряжения, отвечающего приращению деформаций бетона.

7.2. Сопротивление образованию трещин центрально-растянутых элементов

Расчет по образованию трещин заключается в проверке условия, что трещины в сечениях, нормальных к продольной оси, не образуются, если продольная сила N от действия внешней нагрузки не превосходит внутреннего предельного усилия в сечении перед образованием трещин N_{crc} , т. е.

$$N \leq N_{crc}. \quad (7.1)$$

Продольное усилие N_{crc} определяют по напряжениям, возникающим в материалах перед образованием трещин

$$N_{crc} = R_{bt,ser} (A + 2\alpha A_s) + P, \quad (7.2)$$

где A — площадь сечения элемента; A_s — суммарная площадь сечения

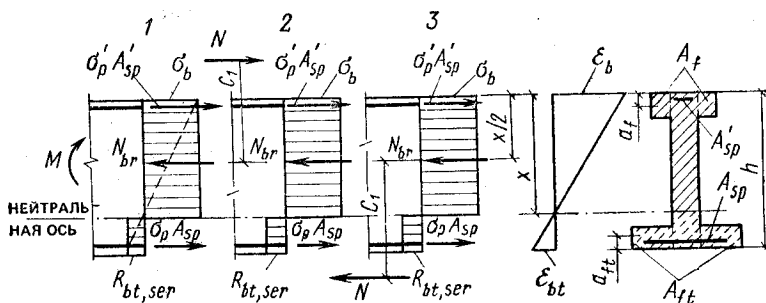


Рис. 7.1. К определению трещиностойкости изгибаемых 1, внецентренно сжатых 2 и внецентренно растянутых 3 предварительно напряженных элементов в стадии I при упругой работе бетона сжатой зоны

напрягаемой и ненапрягаемой арматуры; P — усилие предварительного обжатия, определяемое по формуле (2.26).

Для элемента без предварительного напряжения при определении усилия N_{crc} в формуле (7.2) следует принять $P = -\sigma_s A_s$.

Вызванное ползучестью и усадкой бетона сжимающее напряжение в ненапрягаемой арматуре σ_s снижает сопротивление образованию трещин элемента (см. формулу (2.26)).

7.3. Сопротивление образованию трещин изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов

7.3.1. Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента

Этот расчет заключается в проверке условия, что трещины в сечениях, нормальных к продольной оси элемента, не образуются, если момент внешних сил M не превосходит момента внутренних усилий в сечении перед образованием трещин M_{crc} , т. е.

$$M \leq M_{crc}. \quad (7.3)$$

Момент внешних сил при изгибе имеет значение M , а момент внешних сил при внецентренном сжатии и при внецентренном растяжении, если образуется сжатая зона,

$$M = N c_1, \quad (7.4)$$

где c_1 — расстояние от внешней продольной силы N до той же оси, относительно которой берется момент внутренних усилий (рис. 7.1),

7.3.2. Определение M_{crc} при упругой работе бетона сжатой зоны

Перед образованием трещин при двузначной эпюре напряжений для изгибаемых, внецентренно сжатых, внецентренно растянутых элементов в сечениях характерно одно и то же напряженно-деформированное состояние — стадия I. Чтобы определить момент M_{crc} в общем виде, ниже рассмотрено предварительно напряженное двутавровое сечение. Введены обозначения: A_f — площадь свесов полок в сжатой зоне; A_{ft} — площадь уширения полок в растянутой зоне. Арматура напрягаемая.

В расчетах исходят из следующих положений: 1) сечения при изгибе остаются плоскими; 2) в бетоне растянутой зоны развиваются неупругие деформации и коэффициент $\nu_t = 0,5$; эпюра нормальных напряжений прямоугольная; 3) в бетоне сжатой зоны деформации только упругие и коэффициенты $\nu = 1$; эпюра нормальных напряжений треугольная.

Бетон сжатой зоны работает упруго, если уровень напряжений

$$k = \sigma_b / R_{b,ser} < 0,7.$$

Предельное значение k зависит от вида бетона, эксцентриситета продольной сжимающей силы, длительности действия нагрузки и некоторых других факторов. Согласно эпюре деформаций сечения, краевая деформация бетона сжатой зоны (см. рис. 7.1)

$$\varepsilon_b = \varepsilon_{bt} x / (h - x)$$

При этом краевое напряжение

$$\sigma_b = \varepsilon_b E'_b = \varepsilon_{bt} x \nu E_b / (h - x), \quad (7.5)$$

где x — высота сжатой зоны (в стадии I перед образованием трещин).

Если выразить напряжения в материалах сжатой и растянутой зон сечения через $R_{bt,ser}$, то деформация

$$\varepsilon_{bt} = \frac{R_{bt,ser}}{E_{bt}} = \frac{R_{bt,ser}}{\nu_t E_b}.$$

Краевое напряжение

$$\sigma_b = \frac{R_{bt,ser}}{\nu_t E_b} \frac{x \nu E_b}{h - x}. \quad (7.6)$$

С учетом того, что коэффициенты $\nu_t = 0,5$ и $\nu = 1$,

$$\sigma_b = 2R_{bt,ser} x / (h - x). \quad (7.7)$$

Напряжение в бетоне сжатых полок на уровне центра тяжести свесов, т. е. на расстоянии a_f от края сечения

$$\sigma_{bf} = 2R_{bt,ser} (x - a_f) / (h - x) \quad (7.8)$$

Напряжения в напрягаемой арматуре в растянутой и сжатой зонах сечения

$$\sigma_p = \sigma_{sp} + 2\alpha R_{bt,ser}; \quad (7.9)$$

$$\sigma'_p = \sigma''_p - 2\alpha R_{bt,ser} \frac{x - a'}{h - x}. \quad (7.10)$$

Усилие в бетоне сжатой зоны ребра двутаврового сечения N_{br} приложено в точке, расположенной на расстоянии $x/3$ от края сечения. Момент внутренних усилий M_{crc} и момент внешних сил M в формуле (7.3) определяют относительно оси, проходящей через эту точку. Тогда

$$M_{crc} = R_{bt,ser} [b(h-x)(h/2 + x/6) + A_{ft}(h - a_f - x/3) + \frac{2A_f(x - a_f)}{h - x}(x/3 - a_f) + A_{sp}(2\alpha + \sigma_{sp}/R_{bt,ser})(x_0 - x/3) - A'_{sp}(\sigma''_{sp}/R_{bt,ser} - 2\alpha \frac{x - a'}{h - x})(x/3 - a')] = R_{bt,ser} W_{pl}, \quad (7.11)$$

где W_{pl} — упругопластический момент сопротивления предварительно напряженного сечения в растянутой зоне (он имеет размерность такую же, как и упругий момент сопротивления, см^3).

Высоту сжатой зоны перед образованием трещин определяют из уравнения равновесия внешней силы N и внутренних усилий в арматуре и бетоне

$$\pm N + R_{bt,ser} \left[b(h-x) + A_{ft} + 2\alpha A_{sp} - 2\alpha A'_{sp} \frac{x - a'}{h - x} - \frac{bh^2}{h - x} - 2 \frac{x - a_f}{h - x} A_f \right] + \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp} = 0. \quad (7.12)$$

Здесь принимают знак плюс, если сила N сжимающая, и минус — если сила N растягивающая. Для изгибаемых элементов принимают $N=0$.

Уравнение (7.12) относительно x — линейное; после умножения его на $(h-x)$ и преобразования находят относительную высоту сжатой зоны

$$\xi = x/h = 1 - \frac{bh + 2(1 - \delta_f) A_f + 2(1 - \delta') \alpha A'_s}{2A_{red} - A_{ft} + (P \pm N)/R_{bt,ser}}, \quad (7.13)$$

$$\text{здесь } \delta_{ft} = a_{ft}/h; \quad \delta' = a'/h;$$

$$A_{red} = bh + A_{ft} + A_f + \alpha (A_{sp} + A'_{sp}); \quad (7.14)$$

$$P = \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp}, \quad (7.15)$$

где A_{red} — приведенная площадь сечения.

В предварительно напряженных сечениях высота сжатой зоны перед образованием трещин больше, чем у сечений без предварительного напряжения, она может составлять $x = \xi h = (0,7 \dots 0,9) h$.

Формула (7.11) является общей, она служит для расчета трещиностойкости железобетонных элементов, предварительно напряженных и без предварительного напряжения, а также бетонных элементов при различных формах сечения: двутавровой, тавровой, прямоугольной. Например, для изгибаемого элемента двутаврового сечения без предварительного напряжения, т. е. при $P=0$ упругопластический момент сопротивления сечения в растянутой зоне

$$W_{pl} = b(h-x)(h/2+x/6) + A_{st}(h-a_{ft}-x/3) + \frac{A_f(x-a_f)}{h-x} \times \\ \times (x/3-a_f) + 2\alpha A_s(h_0-x/3) + 2\alpha A'_s \frac{x-a'}{h-x} (x/3-a'); \quad (7.16)$$

относительная высота сжатой зоны, согласно формуле (7.13)

$$\xi = 1 - \frac{bh + 2(1+\delta_f)A_f + 2(1-\delta')\alpha A'_s}{2A_{red} - A_{ft}}. \quad (7.17)$$

При определении W_{pl} для таврового сечения с полкой в сжатой зоне следует принимать $A_{ft}=0$, для таврового сечения с полкой в растянутой зоне — $A_f=0$. Для прямоугольного сечения — $A_{ft}=A_f=0$. Для железобетонного элемента прямоугольного сечения с одиночной арматурой

$$W_{pl} = b(h-x)(h/2+x/6) + 2\alpha A_s(h_0-x/3); \quad (7.18)$$

$$\xi = 1 - \frac{bh}{2(bh + \nu A_s)} = 1 - \frac{1}{2(1 + \alpha \mu_1)}, \quad (7.19)$$

где $\mu_1 = A_s/bh$.

Если принять $A_s = A'_s = 0$, то будет иметь место упругопластический момент сопротивления бетонного неармированного сечения. Например, для бетонного элемента прямоугольного сечения $\xi = 1/2$, и упругопластический момент сопротивления

$$W_{pl} = (7/24) bh^2. \quad (7.20)$$

При определении момента образования трещин железобетонных элементов без предварительного напряжения практически можно принять $\xi = 1/2$, тогда при $\delta_1 = a/h \approx 0,08$ формула (7.16) принимает вид

$$W_{pl} = [0,292 + 0,75 (\gamma_1 + 2\mu_1 \alpha + 0,15\gamma'_1)] bh^2, \quad (7.21)$$

$$\text{где } \gamma_1 = [(b_{ft} - b) h_{ft}] / bh;$$

$$\gamma'_1 = [(b'_f - b) h_f + \alpha A'_s] / bh. \quad (7.22)$$

При значениях $\mu_1 \alpha \leq 0,25$ и $\gamma \leq 0,3$ погрешность вычислений W_{pl} по формуле (7.21) незначительна.

7.3.3. Определение момента M_{crc} при неупругой работе бетона сжатой зоны

В некоторых предварительно напряженных элементах перед образованием трещин вследствие высокого уровня напряжений в бетоне сжатой зоны развиваются деформации нелинейной ползучести (при тавровых сечениях с полкой в растянутой зоне, внецентренно сжатых сечениях и др.). Поскольку сечения остаются плоскими, возникают связи, препятствующие свободному развитию неравномерных по высоте сечения неупругих деформаций, и тогда стесненная ползучесть сопровождается релаксацией напряжений, эпюра нормальных напряжений искривляется, а ордината максимального напряжения смещается в глубь сечения. Это приводит к снижению момента M_{crc} . Неупругую работу бетона сжатой зоны и в связи с этим снижение значения момента M_{crc} (до 20 %), как показали специальные исследования, можно наблюдать и при среднем уровне напряжений, но при длительном действии нагрузки.

Определением M_{crc} с учетом нелинейной ползучести бетона и продолжительности действия нагрузки возможно с помощью ЭВМ и с применением дискретной расчетной модели в виде системы стерженьков, работающих на осевое сжатие и осевое растяжение. Практические методы расчета M_{crc} основаны на замене действительной криволинейной эпюры нормальных напряжений бетона сжатой зоны прямоугольной или трапециевидной эпюрой. Ниже рассмотрен один из таких практических методов с применением прямоугольной эпюры нормальных напряжений (рис. 7.2).

Принимают условия, что бетон сжатой зоны сечения

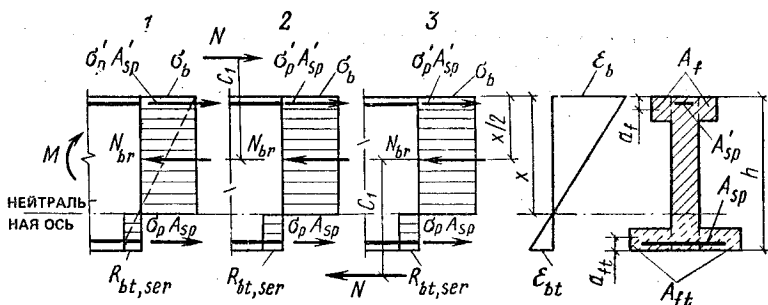


Рис. 7.2. К определению трещиностойкости изгибаемых 1, внецентренно сжатых 2 и внецентренно растянутых 3 предварительно напряженных элементов в стадии I при неупругой работе бетона сжатой зоны

работает неупруго, если напряжения, вычисленные при их треугольной эпюре по формуле (7.7), составляют

$$\sigma_b \geq 0,7R_{b,ser}. \quad (7.23)$$

В этом случае криволинейную эпюру нормальных напряжений заменяют прямоугольной эпюрой напряжений в обеих зонах сечения, в которых коэффициент упруго-пластических деформаций

$$\nu_b = \nu_{bt} = 0,5. \quad (7.24)$$

Тогда напряжения бетона сжатой зоны

$$\sigma_b = \epsilon_{bt} \frac{x}{h-x} E'_b = \frac{R_{bt,ser} x}{h-x}. \quad (7.25)$$

Момент внутренних усилий с учетом того, что сжимающее усилие в ребре N_{br} приложено в моментной точке (на расстоянии $x/2$ от края сечения),

$$M_{срс} = R_{bt,ser} \left[\frac{1}{2} bh(h-x) + A_{ft}(h-a_{ft}-x/2) + \frac{A_f x}{h-x} \right] \times \\ \times (x/2 - a_f) + A_{sp} \left(2\alpha + \frac{\sigma_{sp}}{R} \right) (h_0 - \\ - x/2) - A'_{sp} \left(\frac{\sigma_{sp}}{R_{bt,ser}} - \frac{2\alpha x}{h-x} \right) (x/2 - a'). \quad (7.26)$$

Высоту сжатой зоны перед образованием трещин определяют из уравнения равновесия внешней силы N

и усилий в арматуре и бетоне

$$\pm N + R_{bt,ser} \left[b(h-x) + A_{ft} + 2\alpha A'_{sp} - \frac{2\alpha A'_{sp} x}{h-x} - \frac{x(bx + A_f)}{h-x} \right] + \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_r A'_{sp} = 0. \quad (7.27)$$

Сила N имеет знак «плюс» при сжатии, знак «минус» — при растяжении; при изгибе $N=0$.

Относительная высота сжатой зоны

$$\xi = \frac{x}{h} = 1 - \frac{bh + A_f + 2\alpha A'_{sp}}{F_{red} + \alpha(A_{sp} + A'_{sp}) + bh + (P \pm N)/R_{bt,ser}}. \quad (7.28)$$

7.3.4. Определение M_{crc} по способу ядровых моментов

Нормы рекомендуют определять M_{crc} приближенно по способу ядровых моментов. Задачу для напряженно-деформированного состояния сечения в стадии I перед образованием трещин от совместного действия внешней нагрузки и усилия обжатия приближенно решают как линейную задачу внецентренного сжатия, применяя принцип независимого действия сил. Момент образования трещин

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp}; \quad (7.29)$$

$$M_{rp} = P(e_{op} + r), \quad (7.30)$$

где M_{rp} — момент усилия обжатия P относительно оси, проходящей через условную ядровую точку, наиболее удаленную от растянутой зоны; W_{pl} — упругопластический момент сопротивления железобетонного сечения по растянутой зоне в предположении, что продольная сила отсутствует; e_{op} — эксцентриситет усилия обжатия относительно центра тяжести приведенного сечения; r — расстояние от ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, до центра тяжести приведенного сечения (рис. 7.3).

Значение z в этом способе расчета с целью учета неупругих деформаций бетона сжатой зоны принимают в зависимости от вида силового воздействия:

для изгибаемых предварительно напряженных и внецентренно сжатых элементов, а также внецентренно растянутых при $N \leq P$

$$r = \varphi(W_{red}/A_{red}); \quad (7.31)$$

$$0,7 \leq \varphi = 1,6 - (\sigma_b/R_{b,ser}) \leq 1; \quad (7.32)$$

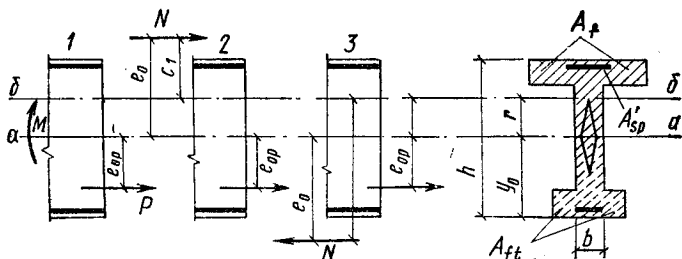


Рис. 7.3. К расчету трещиностойкости изгибаемых 1, внецентренно сжатых 2 и внецентренно растянутых элементов 3 по способу ядерных моментов

a — линия центра тяжести приведенного сечения; *b* — линия границы условного ядра сечения

для внецентренно растянутых элементов при $N > P$

$$r = W_{pe} / [A_{red} + \alpha (A_s + A'_s)]; \quad (7.33)$$

для изгибаемых без предварительного напряжения

$$r = W_{red} / A_{red}, \quad (7.34)$$

где W_{red} — упругий момент сопротивления приведенного сечения по растянутой зоне; A_{red} — площадь приведенного сечения; e_0 — эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения,

Значения W_{pe} можно определить по формулам (7.16), (7.21) или приближенно, полагая $N = P = 0$, по формуле

$$W_{pe} = [2 (I_{b0} + \alpha I_{s0} + \alpha I'_{s0})] / (h - x) + S_{bt}, \quad (7.35)$$

где I_{b0} , I_{s0} , I'_{s0} — моменты инерции относительно нейтральной оси площадей сечения бетона сжатой зоны и арматуры обеих зон; S_{bt} — статический момент относительно той же оси площади сечения бетона растянутой зоны; $h - x$ — расстояние от центральной оси до края растянутой зоны.

Положение нейтральной оси определяют из условия

$$S'_{b0} + \alpha S'_{s0} - \alpha S_{s0} = [(h - x) A_{bt}] / 2, \quad (7.36)$$

где S_{b0} , S_{s0} , S'_{s0} — статические моменты относительно нейтральной оси площадей сечения бетона сжатой зоны и арматуры обеих зон; A_{bt} — площадь сечения бетона растянутой зоны.

Значения W_{pl} можно также определять исходя из упругого момента сопротивления W_{red} по формуле

$$W_{pl} = \gamma W_{red}. \quad (7.37)$$

Коэффициент γ учитывает влияние неупругих деформа-

ций бетона растянутой зоны в зависимости от формы сечения. Для прямоугольных и тавровых сечений с полкой в сжатой зоне $\gamma = 1,75$; для коробчатых и симметричных двутавровых сечений при $2 < (b'_f/b) = b_f/b$, а также для тавровых сечений с полкой в растянутой зоне при $(b_f/b) > 2$ и $(h_f/h) < 0,2$ принимают $\gamma = 1,5$.

Момент внешних сил определяют относительно оси, проходящей через условную ядровую точку, по формуле (7.4). При внецентренном сжатии с плечом силы $c_1 = e_0 - r$

$$M = M_r = N (e_0 - r); \quad (7.38)$$

при внецентренном растяжении

$$M = M_r = (e_0 + r).$$

В стадии изготовления и монтажа растянутой может оказаться зона, сжатая при действии внешних расчетных нагрузок. В этом случае

$$M_{erc} = R_{bt,ser} W_{pl} - P (e_{0p} - r), \quad (7.39)$$

Здесь принимают W_{pl} — для грани, растянутой от действия усилия обжатия P ; $R_{bt,ser}$ — по соответствующей передаточной прочности бетона R_{br} . Момент внешних сил в этом расчете определяют от нагрузки, действующей на данной стадии (например, собственный вес элемента).

7.3.5. Расчет по образованию трещин, наклонных к оси элемента

Трещиностойкость наклонных сечений элементов проверяют в зоне действия главных растягивающих напряжений. По длине элемента такую проверку выполняют в нескольких местах в зависимости от изменения формы сечения, эпюры поперечных сил и изгибающих моментов; по высоте сечения — в центре тяжести приведенного сечения и в месте резкого изменения ширины или примыкания сжатых полок к ребру таврового сечения. В конструкциях, армированных напрягаемой арматурой без специальных анкеров, проверяют трещиностойкость концевых участков, на длине зоны передачи напряжений l_p с учетом снижения предварительного напряжения σ_{sp} (см. главу 2).

В расчетах на трещиностойкость следует принимать во внимание не только главные растягивающие, но и главные сжимающие напряжения. Как показали испы-

тания бетонных образцов, при двухосном напряженном состоянии сжатие в одном из направлений снижает способность бетона сопротивляться растяжению в другом направлении.

Трещиностойкость наклонного сечения может считаться обеспеченной, если главные растягивающие напряжения удовлетворяют эмпирическому условию

$$\sigma_{mt} \leq \gamma_{b4} R_{bt,ser} \quad (7.40)$$

при

$$\gamma_{b4} = (1 - \sigma_{mc}/R_{b,ser}) (0,2 + \alpha B) \leq 1, \quad (7.41)$$

$\alpha = 0,01$ — для тяжелого бетона; $\alpha = 0,02$ — для мелкозернистого и легкого бетона; B — класс бетона (при этом следует принимать $\alpha B \geq 0,3$).

Главные растягивающие и главные сжимающие напряжения

$$\sigma_{mc} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2}, \quad (7.42)$$

где σ_x — нормальное напряжение в бетоне от действия внешней нагрузки и усилия предварительного обжатия P ; σ_y — сжимающее напряжение в бетоне на площадках, параллельных продольной оси элемента, от местного действия опорных реакций, сосредоточенных сил, распределенной нагрузки, а также от усилия предварительного обжатия поперечной арматурой; τ_{xy} — касательные напряжения в бетоне от внешней нагрузки и усилия предварительного обжатия отогнутой арматурой.

Напряжения σ_x, σ_y подставляют в формулу со знаком «плюс» при растяжении и со знаком «минус» при сжатии.

Нормальное и касательное напряжения определяют в предположении упругой работы бетона.

7.4. Сопротивление раскрытию трещин. Общие положения расчета

Определение ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элементов. После образования трещин в растянутых зонах железобетонных элементов при дальнейшем увеличении нагрузки происходит раскрытие трещин — стадия II напряженно-деформированного состояния. Опыты показывают, что вследствие неоднородности структуры бетона при растяжении расстояния между трещинами могут отклоняться от средних значений в большую или меньшую сторону примерно в 1,5 раза.

Ширина раскрытия трещин, нормальных к продоль-

ной оси элемента, представляет собой разность удлинений арматуры и растянутого бетона на участке между трещинами длиной l_{crc} , т. е.

$$a_{crc} = \varepsilon_{sm} l_{crc} - \varepsilon_{btm} l_{crc}. \quad (7.43)$$

Средней деформацией растянутого бетона ε_{btm} как величиной малой в сравнении со средней деформацией растянутой арматуры обычно пренебрегают и принимают

$$a_{crc} = \varepsilon_{sm} l_{crc}. \quad (7.44)$$

Вводя обозначение для отношения средних деформаций растянутой арматуры на участке между трещинами к деформациям арматуры в сечении с трещиной

$$\psi_s = \varepsilon_{sm} / \varepsilon_s \leq 1, \quad (7.45)$$

получают ширину раскрытия трещин на уровне оси растянутой арматуры

$$a_{crc} = \psi_s \varepsilon_s l_{crc} = \psi_s (\sigma_s / E_s) l_{crc}. \quad (7.46)$$

На ширину раскрытия трещин влияют: коэффициент ψ_s , в свою очередь, зависящий от прочности сцепления арматуры с бетоном; напряжения в арматуре сечения с трещиной σ_s ; расстояние между трещинами l_{crc} . Значения этих факторов определяют расчетом.

Нормы рекомендуют определять ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, на уровне оси растянутой арматуры по следующей эмпирической формуле (в миллиметрах):

$$a_{crc} = 20 (3,5 - 100\mu) \delta \eta \varphi_l (\sigma_s / E_s) \sqrt[3]{d}, \quad (7.47)$$

где $\mu = A_s / bh_0$ — коэффициент армирования сечения (ребра таврового сечения), принимаемый в расчете не более 0,02; A_s — площадь сечения растянутой арматуры; δ — коэффициент, принимаемый для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов — 1, для растянутых элементов — 1,2; η — коэффициент, зависящий от вида и профиля продольной растянутой арматуры: для стержней периодического профиля $\eta = 1$; для проволоки классов Вр-1, Вр-II и канатов — 1,2; для гладких горячекатаных стержней — 1,3, для проволоки класса В-II — 1,4; φ_l — коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки; при кратковременной нагрузке и непродолжительном действии постоянной и длительной нагрузок φ_l при продолжительном действии постоянной и длительной нагрузок для тяжелого бетона при нормальных условиях эксплуатации $\varphi_l = 1,6 - 15\mu$; для легкого бетона — 1,2; σ_s — напряжение в ненапрягаемой растянутой арматуре или приращение напряжений после погашения обжатия бетона в напрягаемой растянутой арматуре; d — диаметр арматуры, мм; при нескольких растянутых стержнях разных диаметров $d = (n_1 d_1^2 + \dots + n_h d_h^2) / (n_1 d_1 + \dots + n_h d_h)$.

Для элементов, к трещиностойкости которых предъявляют требования 2-й категории, ширину непродолжительного раскрытия трещин определяют от суммарного воздействия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок при $\varphi_l = 1$.

Для элементов, к трещиностойкости которых предъявляют требования 3-й категории, ширину продолжительного раскрытия трещин определяют от действия постоянных и длительных нагрузок при $\varphi_l > 1$. Ширину непродолжительного раскрытия трещин рассчитывают по нелинейной зависимости, суммируя приращение ширины раскрытия трещин ($a_{crc1} - a'_{crc1}$ от непродолжительного действия всей нагрузки и непродолжительного действия постоянной и длительной нагрузок при $\varphi_l = 1$ и ширину раскрытия a_{crc2} от постоянной и длительной нагрузок, т. е.

$$a_{crc} = a_{crc1} - a'_{crc1} + a_{crc2}. \quad (7.48)$$

Предельные значения ширины раскрытия трещин и порядок учета длительности действия нагрузок приведены в главе 2.

Определение ширины раскрытия трещин, наклонных к продольной оси элементов. Ширину раскрытия трещин, наклонных к продольной оси, в изгибаемых элементах определяют по формуле

$$a_{crc} = \varphi_l \frac{0,6\sigma_{sw} d_w \eta}{E_s d_w/h_0 + 0,15E_b (1 + 2\alpha\mu_w)}; \quad (7.49)$$

$$\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_{b1}}{A_{sw} h_0} s \leq R_{s, ser}, \quad (7.50)$$

где σ_{sw} — напряжение в хомутах; Q — действующая поперечная сила; Q_{b1} — поперечная сила, воспринимаемая элементом без поперечной арматуры, определяемая по формуле (3.74) при замене значения R_{bt} на $R_{bt, ser}$ (при этом коэффициент φ_{b4} умножают на 0,8); d — диаметр поперечной арматуры; $\mu_w = A_{sw}/sb$ — коэффициент армирования хомутами или поперечными стержнями; s — шаг хомутов; φ_l — те же значения, что в формуле (7.47) (кроме $\varphi_l = 1,5$ — для тяжелого бетона при длительном действии нагрузок).

7.5. Сопротивление раскрытию трещин центрально растянутых элементов

7.5.1. Определение коэффициента ψ_s

Деформации и напряжения растянутой арматуры на участке между трещинами неравномерны. В сечении

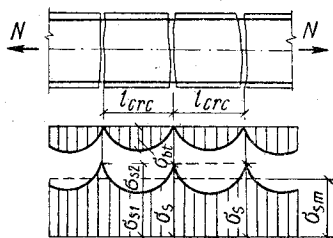
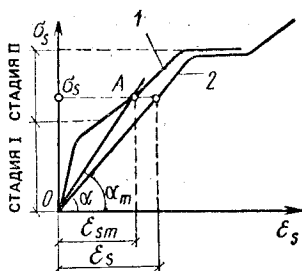


Рис. 7.4. К определению ψ_s , при центральном растяжении



Для 7.5. Диаграмма $\sigma_s - \epsilon_s$ для растянутой арматуры

1 — деформации арматуры в бетоне; 2 — деформации свободной арматуры

с трещиной деформация составляет ϵ_s , напряжение — σ_s . По мере удаления от краев трещины благодаря сцеплению с бетоном напряжения в арматуре уменьшаются, а в бетоне увеличиваются (рис. 7.4). Средние деформации $\epsilon_{sm} < \epsilon_s$ и средние напряжения $\sigma_m < \sigma_s$. Работу бетона на растяжение на участке между трещинами и связанную с ней неравномерность деформаций и напряжений арматуры учитывают в расчете коэффициентом ψ_s

$$\epsilon_{sm} = \psi_s \epsilon_s; \quad \sigma_{sm} = \psi_s \sigma_s. \quad (7.51)$$

Характер диаграммы растяжения при наличии сцепления стальной арматуры с бетоном существенно отличается от зависимости $\sigma_s - \epsilon_s$ свободной стальной арматуры (рис. 7.5). Стальная арматура при сцеплении с окружающим бетоном имеет более высокий модуль деформаций, среднее значение которого представляет собой тангенс угла наклона секущей в точке с заданным напряжением:

$$E_{sm} = \operatorname{tg} \alpha_m = \sigma_s / \epsilon_{sm} = \sigma_s / \psi_s \epsilon_s = E_s / \psi_s. \quad (7.52)$$

Графически коэффициент ψ_s можно представить как отношение площади эпюры напряжений арматуры на длине l_{crc} к полной площади эпюры напряжений с ординатой σ_s (см. рис. 7.4), т. е.

$$\psi_s = (\sigma_s l_{crc} - \omega_t \sigma_{s2} l_{crc}) / \sigma_s l_{crc} = 1 - \omega_t \sigma_{s2} / \sigma_s, \quad (7.53)$$

где σ_{s2} — снижение напряжений в арматуре, обусловленное сцеплением и включением в работу на растяжение бетона на участке между трещинами; ω_t — коэффициент полноты эпюры напряжений в арматуре на длине l_{crc} .

Если считать, что в сечении между трещинами бетон воспринимает растягивающее усилие, равное $\chi N_{b,crc}$,

$$\chi N_{b,crc} = \chi R_{bt,ser} A; \quad \chi = \sigma_{bt}/R_{bt,ser}, \quad (7.54)$$

то отношение напряжений σ_{s2}/σ_s можно найти из условия, что растягивающая сила N в сечениях с трещиной и между трещинами одна и та же, т. е.

$$N = \sigma_s A_s = (\sigma_s - \sigma_{s2}) A_s + \chi N_{b,crc},$$

откуда

$$\sigma_{s2} = \chi N_{b,crc}/A_s. \quad (7.55)$$

Следовательно, отношение напряжений

$$\sigma_{s2}/\sigma_s = \chi N_{b,crc}/N. \quad (7.56)$$

После подстановки отношения σ_{s2}/σ_s в выражение (7.53) получают

$$\psi_s = 1 - \omega_t \chi N_{b,crc}/N. \quad (7.57)$$

Произведение $\omega_t \chi$ на основании опытных данных принимают равным 0,7 при кратковременном действии нагрузки и 0,35 — при длительном действии нагрузки. Таким образом, при кратковременном действии нагрузки

$$\psi_s = 1 - 0,7 N_{b,crc}/N; \quad (7.58)$$

при длительном действии нагрузки

$$\psi_s = 1 - 0,35 N_{b,crc}/N. \quad (7.59)$$

В предварительно напряженных элементах бетон начинает работать на растяжение лишь после превышения действующим усилием N усилия обжатия P , поэтому в этих элементах значения определяют из выражения

$$\psi_s = 1 - 0,7 N_{b,crc}/(N - P); \quad (7.60)$$

$$\psi_s = 1 - 0,35 N_{b,crc}/(N - P). \quad (7.61)$$

Если $N_{b,crc}/N > 1$ или $N_{b,crc}/(N - P) > 1$, то в расчетных формулах эти отношения принимают равными единице.

7.5.2. Определение напряжений в растянутой арматуре

Приращение напряжения в растянутой арматуре (после превышения усилием от внешней нагрузки усилия обжатия) в сечении с трещиной составит

$$\sigma_{sp} = (N - P)/A_{sp}; \quad (7.62)$$

напряжение арматуры в элементе без предварительного

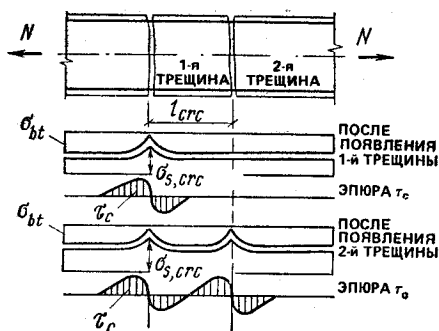


Рис. 7.6. Напряженное состояние центрально-растянутого элемента при образовании трещин

напряжения в сечении с трещиной

$$\sigma_s = N/A_s. \quad (7.63)$$

Эти значения σ_s подставляют в расчетные формулы при определении ширины раскрытия трещин.

7.5.3. Определение расстояния между трещинами

Первые трещины по длине элемента появляются вследствие неоднородной прочности бетона в наиболее слабом месте (рис. 7.6). По мере удаления от краев трещины растягивающее напряжение в бетоне увеличивается, и там, где оно достигает значения $\sigma_{bt} = R_{bt,ser}$, появляется смежная трещина, расположенная на расстоянии l_{crc} от первой.

Приращение напряжения в растянутой арматуре после погашения обжатия в бетоне и появления трещины $\sigma_{s,crс}$ обусловлено передачей дополнительного усилия на арматуру с треснувшего бетона. Поскольку при переходе состояния сечения из стадии I в стадию II растягивающая сила одна и та же ($N = N_{crc}$), согласно выражению (7.2) и формуле (7.62)

$$\sigma_{s,crс} = (N - P)/A_{sp} = R_{bt,ser}/A_{sp} + 2\alpha R_{bt,ser}. \quad (7.64)$$

Расстояние между трещинами l_{crc} находят из условия, что разность усилий в растянутой арматуре в сечениях с трещиной и в сечениях между трещинами уравновешивается усилием сцепления арматуры с бетоном. Тогда

$$(\sigma_{sp} + \sigma_{s,crс}) A_{sp} - (\sigma_{sp} + 2\alpha R_{bt,ser}) A_{sp} = \tau_c dl_{crc} \omega, \quad (7.65)$$

где τ_c — максимальное напряжение сцепления арматуры с бетоном; a — периметр сечения арматуры; ω — коэффициент полноты эпюры сцепления.

После подстановки в уравнение (7.65) значения $\sigma_{s,crc}$ из формулы (7.64) получают

$$R_{bt,ser} A = \tau_c d l \omega; \quad (7.66)$$

отсюда расстояние между трещинами

$$l_{crc} = R_{bt,ser} A / \tau_c a \omega. \quad (7.67)$$

Если обозначить

$$R_{bt,ser} / \tau_c \omega = \eta; \quad A_{sp} / a = u; \quad A_{sp} / A = \mu_1, \quad (7.68)$$

то окончательно

$$l_{crc} = (u / \mu_1) \eta. \quad (7.69)$$

На основании опытных данных выявлено, что коэффициент η зависит от вида и профиля арматуры. В этом расчете принимают: для стержневой арматуры периодического профиля $\eta = 0,7$; для рифленой проволоки классов Вр-I, Вр-II и канатов — 0,9; для гладких стержней — 1; для гладкой проволоки класса В-II — 1,25.

Расстояние между трещинами l_{crc} в элементах без предварительного напряжения определяют также по формуле (7.69), но в расчете вместо площади сечения напрягаемой арматуры A_{sp} принимают площадь сечения арматуры A_s .

7.6. Сопротивление раскрытию трещин изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов

7.6.1. Определение коэффициента ψ_s

После образования трещин при двузначной эпюре напряжений для сечений изгибаемых внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов также характерно одно и то же напряженно-деформированное состояние — стадия II (рис. 7.7). Для расчета суммарное усилие от внешней нагрузки и предварительного обжатия обозначают как

$$N_{tot} = \pm N + P;$$

при внецентренном растяжении силу N принимают со знаком минус.

Чтобы оценить характер эпюры напряжений при вне-

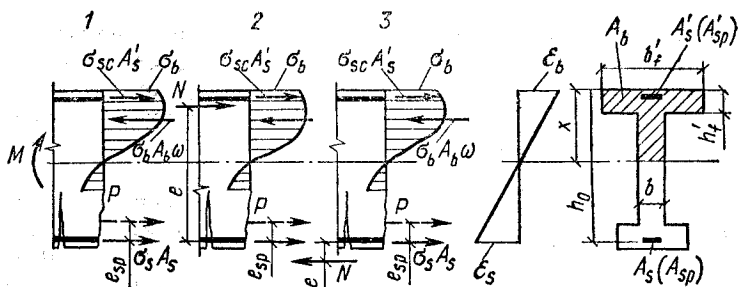


Рис. 7.7. Напряженно-деформированное состояние после образования трещин в элементах

1 — изгибаемых; 2 — внецентренно сжатых; 3 — внецентренно растянутых

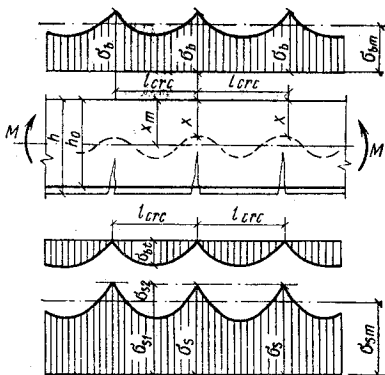


Рис. 7.8. Характер нейтральной оси по длине изгибаемого железобетонного элемента после образования трещин

центренном растяжении, определяют e_{0N} — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до точки приложения суммарного усилия N_{tot} . Если $e_{0N} \geq 0,8h_0$, эпюра напряжения в сечении будет двузначной, если же $e_{0N} < 0,8h_0$, сечение по всей высоте окажется растянутым.

В сечениях с трещинами высота сжатой зоны уменьшается, а в сечениях между трещинами — увеличивается; в результате нейтральная ось по длине железобетонного элемента оказывается волнообразной (рис. 7.8). В зоне чистого изгиба и в зоне максимальных моментов однопролетных элементов, нагруженных распределенной нагрузкой, трещины располагаются по длине приблизительно равномерно. В других зонах на расстояние между

трещинами оказывают некоторое влияние поперечные силы. Деформации и напряжения растянутой арматуры, как и при центральном растяжении, на участках между трещинами неравномерны. По мере удаления от краев трещины напряжение в арматуре уменьшается, в бетоне — увеличивается.

Коэффициент ψ_s для изгибаемых элементов можно определять из условия, что изгибающий момент от действия внешней нагрузки в сечениях с трещиной и между трещинами один и тот же (M) по аналогии с центрально-растянутым элементом см. формулу (7.57):

$$\psi_s = 1 - \omega_t \chi (M_{b,erc}/M); \quad (7.71)$$

$$M_{b,erc} = R_{bt,ser} W_{b,pl}, \quad (7.72)$$

где $M_{b,erc}$ — момент, воспринимаемый бетонным неармированным сечением перед образованием трещин.

В предварительно напряженных изгибаемых элементах бетон начинает работать на растяжение лишь после того, как момент внешних сил превысит момент усилия предварительного обжатия M_{rp} . Отсюда

$$\psi_s = 1 - \omega_t \chi M_{b,erc}/(M - M_{rp}); \quad (7.73)$$

Произведение $\omega_t \chi$ по данным опытов принимают: при кратковременном действии нагрузки — 0,8; при длительном действии нагрузки — 0,4. Коэффициент ψ_s может изменяться от 0,3...0,5 до значения, близкого к единице. Под влиянием ползучести бетона растянутой зоны, как показали исследования, коэффициент ψ_s увеличивается. При многократно повторяющихся и динамических нагрузках $\psi_s \rightarrow 1$.

Нормы рекомендуют определять коэффициент ψ_s для изгибаемых и внецентренно загруженных элементов по эмпирической формуле

$$\psi_s = 1,25 - \varphi_{es} \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^2}{(3,5 - 1,8\varphi_m) e_{s,tot}/h_0} \leq 1, \quad (7.74)$$

где $e_{s,tot} = \frac{M}{N_{tot}}$ — расстояние от центра тяжести площади сечения растянутой арматуры до суммарного усилия N_{tot} ; φ_{es} — коэффициент, характеризующий длительность действия нагрузки и профиль арматурных стержней (при кратковременном действии нагрузки для стержней периодического профиля, $\varphi_{es} = 1,1$, для гладких стержней и проволочной арматуры — 1; при длительном действии нагрузки независимо от профиля стержней — 0,8).

Следует принимать $e_{s,tot}/h_0 \geq 1,2\varphi_{es}$.

Коэффициент

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M_z - M_{z_p}} \leq 1, \quad (7.75)$$

определяют, используя формулы (7.35), (7.37).

Для изгибаемых элементов без предварительного напряжения последний член в правой части формулы (7.74) принимают равным нулю. Тогда

$$\varphi_s = 1,25 - \varphi_{ls} \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M} \leq 1. \quad (7.76)$$

7.6.2. Значение коэффициента ψ_b

Краевые деформации бетона сжатой зоны по длине элемента в стадии II распределяются неравномерно: наибольшие — имеют место в сечении с трещиной; по мере удаления от краев трещины они уменьшаются. Неравномерность краевых деформаций бетона сжатой зоны по длине элемента характеризуется коэффициентом ψ_b , выражающим отношение средних деформаций ε_{bm} к деформациям в сечении с трещиной ε_b , т. е.

$$\psi_b = \varepsilon_{bm}/\varepsilon_b = \sigma_{bm}/\sigma_b \leq 1. \quad (7.77)$$

По данным опытов, коэффициент ψ_b может изменяться от 0,75 до 1. Нормы рекомендуют при длительном и кратковременном действии нагрузки для всех случаев приближенно принимать $\psi_b = 0,9$.

7.6.3. Определение напряжений в бетоне и арматуре в сечениях с трещиной

В изгибаемом элементе двутаврового сечения после образования трещин (рис. 7.9) бетон растянутой полки в сечении с трещиной не работает. При анализе напряженного состояния при отсутствии предварительного напряжения исходят из следующих положений:

1) в зоне чистого изгиба средние сечения, расположенные между трещинами и испытывающие слева и справа симметричные воздействия, после изгиба остаются плоскими;

2) зависимость между высотой сжатой зоны в сечении с трещинами x и средней высотой сжатой зоны выражается эмпирической формулой

$$\varphi = x/x_m = 1 - 0,7/(100\mu + 1); \quad (7.78)$$

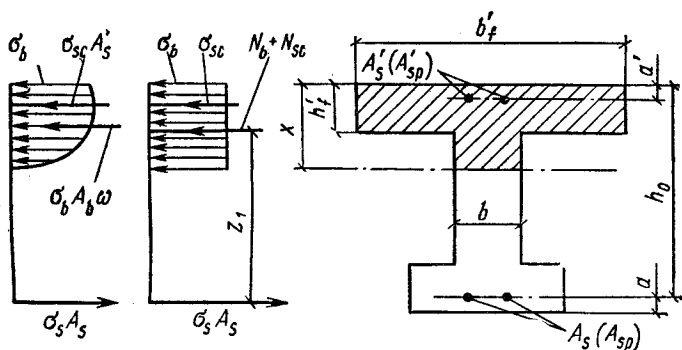


Рис. 7.9. К определению напряжений в бетоне и арматуре элемента таврового сечения с полкой в сжатой зоне

3) участок бетона растянутой зоны над трещиной в расчете не учитывается; влияние этого участка в некоторых случаях существенно, однако необходимые данные для практического учета этого фактора пока не накоплены.

Исходя из этих положений напряжения в бетоне и арматуре сжатой зоны сечения с трещиной выражают через напряжения в растянутой арматуре σ_s и определяют высоту сжатой зоны. Деформации бетона сжатой зоны у края сечения

$$\varepsilon_b = \frac{\varepsilon_{bm}}{\psi_b} = \frac{x_m}{h - x_m} \frac{\varepsilon_{sm}}{\psi_b} = \frac{x}{\varphi h_0 - x} \frac{\psi_s \varepsilon_s}{\psi_b}; \quad (7.79)$$

напряжение в бетоне у края сечения

$$\sigma_b = E'_b \varepsilon_b = \frac{x}{\varphi h_0 - x} \frac{\nu \psi_s}{\alpha \varphi_b} \sigma_s; \quad (7.80)$$

напряжение в сжатой арматуре на расстоянии a' от края

$$\sigma'_s = E_s \varepsilon_b \frac{x_m - a'}{x_m} = \frac{x - \varphi a'}{\varphi h_0 - x} \frac{\psi_s}{\psi_b} \sigma_s. \quad (7.81)$$

Уравнение равновесия внутренних усилий в сечении с трещиной имеет вид

$$\sigma_s A_s - \sigma_b A_b \omega - \sigma'_s A'_s = 0, \quad (7.82)$$

где

$$A_b = bx + (b'_f - b) h'_f; \quad (7.83)$$

ω — коэффициент полноты эпюры напряжений бетона сжатой зоны; сведения о вводимой в расчет ширине сжатой полки b_f изложены в гл. 3.

Подставляя в уравнение (7.82) значения σ_b и σ'_s из формул (7.80), (7.81), получают

$$\sigma_s A_s - \frac{x}{\varphi h_0 - x} \frac{\omega \nu \psi_s}{\alpha \psi_b} \sigma_s A_b - \frac{x - \varphi'_a}{\varphi h_0 - x} \frac{\psi_a}{\psi_b} \sigma'_s A'_s = 0. \quad (7.84)$$

Уравнение (7.84) после умножения его на $(\varphi h_0 - x)/\sigma_s b h_0$ подстановки значения A_b и преобразования проводится к квадратному уравнению относительно высоты сжатой зоны:

$$x^2 + (\beta + \varphi_f) h_0 x - \left(1 + \frac{\mu' a'}{\mu h_0}\right) \beta \varphi h_0^2 = 0, \quad (7.85)$$

где

$$\beta = \mu \alpha \psi_b / \omega \nu \psi_s; \quad (7.86)$$

$$\varphi_f = [(b'_f - b) h'_f + (\alpha/\nu) A'_s] / b h_0. \quad (7.87)$$

Разделив уравнение (7.85) на h_0^2 и отбросив в свободном члене значение $\mu' a' / \mu h_0$ как малое в сравнении с единицей, получают

$$\zeta^2 + (\beta + \varphi_f) \zeta - \beta \varphi = 0. \quad (7.88)$$

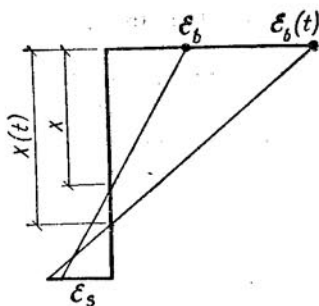
Отсюда относительная высота сжатой зоны в сечении с трещиной

$$\zeta = \frac{x}{h_0} = -\frac{\beta + \varphi_f}{2} + \sqrt{\frac{(\beta + \varphi_f)^2}{4} + \beta \varphi}. \quad (7.89)$$

Если окажется, что $x < h'_f$, то высоту сжатой зоны следует определить вторично, рассматривая сечение как прямоугольное с шириной b'_f .

Произведение $\omega \nu$ в формуле (7.86) при кратковременном действии нагрузки слабо зависит от формы эпюры нормальных напряжений бетона сжатой зоны. Например, при прямоугольной эпюре напряжений $\omega = 1$ и поскольку такая эпюра напряжений вызвана развитием неупругих деформаций, принят коэффициент $\nu = 0,5$; следовательно, $\omega \nu = 0,5$. При треугольной эпюре напряжений в прямоугольном сечении $\omega = 0,5$ и коэффициент $\nu = 1$; следовательно, и в этом случае $\omega \nu = 0,5$. Поэтому при определении высоты сжатой зоны для удобства рас-

Рис. 7.10. Увеличение высоты сжатой зоны с течением времени



чета принята прямоугольная эпюра напряжений (см. рис. 7.9).

При длительном действии нагрузки под влиянием ползучести бетона сжатой зоны нейтральная ось перемещается и высота сжатой зоны увеличивается (7.10).

Нормы рекомендуют принимать приблизительно высоту сжатой зоны в сечении с трещиной одинаковой при кратковременном и длительном действии нагрузки и определять ее для изгибаемых и внецентренно загруженных элементов (предварительно напряженных и без предварительного напряжения) по эмпирической формуле

$$\xi = 1 / \left[1,8 + \frac{1 + 5(\delta + \lambda)}{10\mu\alpha} \right] \pm \frac{1,5 + \varphi_f}{11,5e_{s,tot}/h_0 \mp 5}, \quad (7.90)$$

но не более 1. Для второго слагаемого правой части формулы (7.90) верхние знаки принимают при сжимающем усилии N_{tot} , нижние знаки — при растягивающем усилии N_{tot} .

В формуле (7.90):

φ_f определяют по формуле (7.87); при этом для предварительно напряженных элементов вместо A'_s принимают A'_{sp} .

Значение ν отвечает кратковременному действию нагрузки; согласно нормам $\nu = 0,45$;

$$\lambda = \varphi_f (1 - h'_f/2h_0), \quad (7.91)$$

где для прямоугольных сечений вместо h'_f подставляют $2a'$

$$\delta = M_s / bh_0^2 R_{b,scr}, \quad (7.92)$$

где M_s — заменяющий момент, т. е. момент относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой арматуры, от внешних сил и усилия предварительного обжатия P_i ,

В формуле (7.92) M_s определяют следующим образом:

для изгибаемых элементов

$$M_s = M + P e_{sp}; \quad (7.93)$$

для внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов

$$M_s = N e + P e_{sp}, \quad (7.94)$$

где e_{sp} — расстояние от точки приложения усилия предварительного обжатия P до оси, проходящей через центр тяжести сечения растянутой арматуры; e — расстояние от точки приложения усилия, вызываемого действием внешней нагрузки N , до оси, проходящей через центр тяжести сечения растянутой арматуры.

Высоту сжатой зоны в сечении с трещиной по приведенным формулам определяют приближенно, однако на результаты расчета раскрытия трещин, кривизн, прогибов и т. п. это не оказывает существенного влияния.

Плечо внутренней пары сил для таврового сечения при прямоугольной эпюре напряжений в бетоне сжатой зоны равно расстоянию между точками приложения усилия в растянутой арматуре и равнодействующей усилий в бетоне и арматуре сжатой зоны (см. рис. 7.9). Его можно определить из отношения статического момента площади приведенного сечения сжатой зоны S_{red} относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения растянутой арматуры, к площади приведенного сечения:

$$z_1 = \frac{S_{red}}{A_{red}} = \frac{S_b + (\alpha/\nu) A'_s (h_0 - a')}{(\varphi_f + \zeta) b h_0}.$$

После преобразований

$$z_1 = h_0 \left[1 - \frac{(h'_f/h_0) \varphi_f + \zeta^2}{2(\varphi_f + \zeta)} \right]. \quad (7.95)$$

Напряжение в бетоне сжатой зоны в сечении с трещиной находят из условия равенства моментов внешних сил и усилия предварительного обжатия P моменту внутренних усилий относительно оси, проходящей через центр тяжести сечения растянутой арматуры:

$$M_s = \sigma_b (\varphi_f + \zeta) b h_0 z_1, \quad (7.96)$$

откуда

$$\sigma_b = M_s / [(\varphi_f + \zeta) b h_0 z_1] = M_s / W_c. \quad (7.97)$$

Знаменатель выражения (7.97) представляет собой упругопластический момент сопротивления после образования трещин по сжатой зоне:

$$W_c = (\varphi_f + \zeta) b h_0 z_1. \quad (7.98)$$

Приращение напряжения в растянутой арматуре, после того как момент внешних сил превысит момент усилия предварительного обжатия, находят из уравнения моментов в сечении с трещиной:

$$M_s - N_{tot} z_1 = \sigma_s A_{sp} z_1; \quad (7.99)$$

$$\sigma_s = (M_s - N_{tot} z_1) / A_{sp} z_1. \quad (7.100)$$

Знаменатель выражения (7.100) представляет собой упругопластический момент сопротивления после образования трещин по растянутой зоне:

$$W_s = A_{sp} z_1 \text{ или } W_s = z_1. \quad (7.101)$$

Формула (7.100) после подстановки значения M по (7.93), (7.94) и с учетом значения N_{tot} по (7.71) принимает вид:

для изгибаемых элементов

$$\sigma_s = [M - P(z_1 - e_{sp})] / W_s; \quad (7.102)$$

для внецентренно сжатых элементов

$$\sigma_s = [N(e - z_1) - P(z_1 - e_{sp})] / W_s; \quad (7.103)$$

для внецентренно растянутых элементов

$$\sigma_s = [N(e + z_1) - P(z_1 - e_{sp})] / W_s. \quad (7.104)$$

Для внецентренно растянутых элементов при $e_{s,tot} < 0,8h_0$ значение σ_s определяют по формуле (7.104), принимая z_1 равным z_s — расстоянию между центрами тяжести растянутой и сжатой арматуры.

Для изгибаемых элементов без предварительного напряжения:

$$\sigma_b = M / W_c; \quad (7.105)$$

$$\sigma_s = M / W_s. \quad (7.106)$$

Полученные значения σ_s подставляют в расчетные формулы при определении ширины раскрытия трещин.

7.6.4. Определение расстояния между трещинами

Приращение напряжений в растянутой арматуре, после того как момент внешних сил M превысит момент усилия предварительного обжатия M_{gp} , в сечении с трещиной $\sigma_{срс}$ (как только она появилась), находят из условия, что при переходе состояния сечения из стадии I в стадию II изгибающий момент один и тот же, $M_{срс}$.

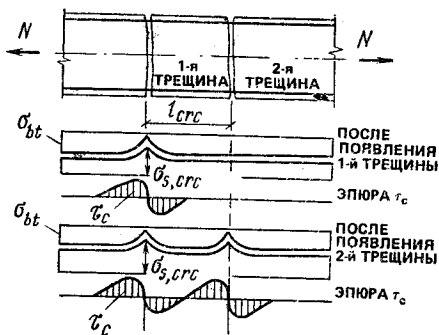


Рис. 7.11. Напряженное состояние изгибаемого элемента при образовании трещин

Тогда с учетом выражения (7.29)

$$\sigma_{s, crc} = (M_{crc} - M_{rp} W_s) = R_{bt, ser} W_{pl} / W_s. \quad (7.107)$$

Расстояние между трещинами в зоне чистого изгиба l_{crc} , определяют, как и при центральном растяжении, из условия, что разность усилий в растянутой арматуре в сечениях с трещиной и между трещинами уравновешивается усилием сцепления арматуры с бетоном (рис. 7.11). Тогда, согласно уравнению (7.65),

$$(\sigma_{sp} + \sigma_{s, crc}) A_{sp} - (\sigma_{sp} + 2\alpha R_{bt, ser}) A_{sp} = \tau_c a l_{crc} \omega.$$

После подстановки значения $\sigma_{s, crc}$ по (7.107) получают

$$(W_{pl} / W_s - 2\alpha) R_{bt, ser} A_{sp} = \tau_c a l_{crc} \omega.$$

Отсюда расстояние между трещинами

$$l_{crc} = (W_{pl} / \alpha W_s - 2) \alpha u R_{bt, ser} / \omega \tau_c, \quad (7.108)$$

или

$$l_{crc} = k_1 \alpha u \eta, \quad (7.109)$$

где

$$k_1 = W_{pl} / \alpha W_s - 2, \quad (7.110)$$

а u , η имеют такие же значения, как и в (7.70) при центральном растяжении.

Расстояние между трещинами в элементах без предварительного напряжения также определяют по формуле (7.109).

7.6.5. Закрытие трещин

Закрытие трещин, нормальных и наклонных к продольной оси элемента, должно быть обеспечено в предварительно напряженных конструкциях, отвечающих требованиям 2-й категории трещиностойкости. Это обусловлено тем, что для коррозии арматуры наиболее опасно продолжительное раскрытие трещины. Если при

полной нагрузке образуются трещины, то при снижении нагрузки до длительно действующей они закроются лишь при условии, что арматура работала упруго, необратимые деформации не возникали.

Для надежного закрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, должны быть соблюдены следующие требования:

$$\sigma_{sp} + \sigma_s \leq 0,8R_{s,ser},$$

где σ_{sp} — предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь; σ_s — приращение растягивающего напряжения в арматуре от действия внешних нагрузок;

сечение с трещиной в растянутой зоне при постоянной и длительной нагрузках должно оставаться обжатым с нормальными напряжениями на растягиваемой внешней нагрузке грани: $\sigma_b \geq 0,5$ МПа. Сжимающие напряжения σ_b определяют для упругого приведенного сечения от действия внешних нагрузок и усилия предварительного обжатия P .

Для надежного закрытия трещин, наклонных к продольной оси элемента, оба главных напряжения $\sigma_{mt} = \sigma_{mc}$ на уровне центра тяжести приведенного сечения должны быть сжимающими и по значению не менее 0,5 МПа. Чтобы обеспечить это требование, может оказаться необходимым создание двухосного предварительного напряжения (с помощью напрягаемых хомутов или отогнутых стержней).

7.7. Кривизна оси при изгибе, жесткость и перемещения железобетонных элементов

7.7.1. Общие положения расчета

Расчет перемещений железобетонных элементов — прогибов и углов поворота — связан с определением кривизны оси при изгибе или с определением жесткости элементов. По длине железобетонного элемента в зависимости от вида нагрузки и характера напряженного состояния могут быть участки без трещин (или участки, где трещины закрыты) и участки с трещинами в растянутой зоне. Считается, что элементы или участки элементов не имеют трещин в растянутой зоне, если при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$ трещины не образуются.

7.7.2. Кривизна оси при изгибе и жесткость железобетонных элементов на участках без трещин

Кривизну оси железобетонных элементов на участках, где не образуются трещины, определяют как для сплошного приведенного сечения в стадии I напряженно-деформированного состояния:

$$(1/r)_1 = M/B, \quad (7.111)$$

где M — изгибающий момент; B — жесткость приведенного сечения,

Для бетонов — тяжелого, мелкозернистого, легкого при плотном мелком заполнителе при кратковременном действии нагрузки

$$B = 0,85E_b I_{red}, \quad (7.112)$$

где 0,85 — коэффициент, учитывающий снижение жесткости под влиянием неупругих деформаций бетона растянутой зоны.

При длительном действии нагрузки кривизна

$$(1/r)_2 = M\varphi/B, \quad (7.113)$$

где φ — коэффициент, учитывающий снижение жесткости (увеличение кривизны) при длительном действии нагрузки под влиянием ползучести бетона сжатой зоны: при средней относительной влажности воздуха выше 40 % $\varphi=2$, при средней относительной влажности воздуха 40 % и ниже $\varphi=3$.

Кривизну оси, вызванную выгибом $(1/r)_3$ от кратковременного действия усилия предварительного обжатия, также определяют по формуле (7.111) при значении изгибающего момента

$$M = Pe_{op},$$

в которой e_{op} определяют по формуле (2.27).

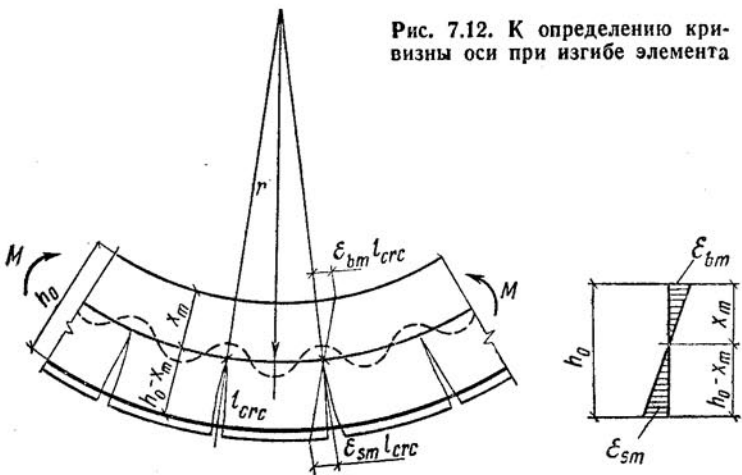
Кривизну оси, вызванную выгибом под влиянием ползучести бетона от усилия предварительного обжатия, принимают равной тангенсу угла наклона эпюры деформаций

$$(1/r)_4 = (e_b - e'_b)/h_0, \quad (7.114)$$

где e_b и e'_b — деформации бетона, вызванные ползучестью, на уровне центра тяжести растянутой арматуры и крайнего сжатого волокна бетона.

Потери $\sigma_c = \sigma_6 + \sigma_9$; $\sigma'_c = \sigma'_6 + \sigma'_9$; тогда $e_b = \sigma_s/E_s$; $e'_b = \sigma'_c/E_s$.

Рис. 7.12. К определению кривизны оси при изгибе элемента



Полное значение кривизны

$$1/r = (1/r)_1 + (1/r)_2 - (1/r)_3 - (1/r)_4; \quad (7.115)$$

для элементов без предварительного напряжения принимают $(1/r)_3 = (1/r)_4 = 0$.

Если начальные трещины в сжатой зоне при действии нагрузок закрыты, значение кривизны $(1/r)_4$ увеличивается на 25 %, остальных кривизн — на 15 %.

7.7.3. Кривизна оси при изгибе и жесткость железобетонных элементов на участках с трещинами

На участках, где образуются нормальные к продольной оси элемента трещины в стадии II, общее деформированное состояние определяют средними деформациями растянутой арматуры ϵ_{sm} , средними деформациями бетона сжатой зоны ϵ_{bm} и средним положением нейтральной оси с радиусом кривизны r (рис. 7.12). Для железобетонного элемента в зоне чистого изгиба кривизна оси и средние деформации арматуры и бетона связаны зависимостью

$$l_{crc}/r = \epsilon_{sm} l_{crc}/(h_0 - x_m) = \epsilon_{bm} l_{crc}/x_m = (\epsilon_{sm} + \epsilon_{bm}) l_{crc}/h_0.$$

После сокращения на l_{crc} кривизна оси при изгибе представляется как тангенс угла

наклона на эпюре средних деформаций:

$$1/r = \varepsilon_{sm}/(h_0 - x_m) = \varepsilon_{bm}/x_m = (\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{bm})/h_0. \quad (7.116)$$

Принимая во внимание, что

$$\varepsilon_{sm} = \psi_s \sigma_s / E_s; \quad \varepsilon_{bm} = \psi_b \sigma_b / \nu E_b,$$

кривизна оси при изгибе

$$1/r = \psi_s \sigma_s / [E_s (h_0 - x_m)] = \psi_b \sigma_b / \nu E_b x_m \varphi_c \sigma_s / (E_s h_0) + \psi_b \sigma_b / (\nu E_b h_0). \quad (7.117)$$

После подстановки в выражение (7.117) значений напряжений в арматуре и бетоне $\sigma_s = M/W_s$, $\sigma_b = M/W_c$ получают выражение для определения кривизны:

$$\frac{1}{r} = \frac{M \psi_s}{E_s W_s (h_0 - x_m)} = \frac{M \psi_b}{\nu E_b W_c x_m} = \frac{M}{h_0} \left(\frac{\psi_s}{E_s W_s} + \frac{\psi_b}{\nu E_b W_c} \right). \quad (7.118)$$

Знаменатель в выражении (7.118) характеризует собой одну и ту же жесткость железобетонного сечения при изгибе:

по растянутой зоне

$$B = (E_s / \varphi_s) W_s (h_0 - x_m); \quad (7.119)$$

по сжатой зоне

$$B = (\nu E_b / \psi_b) W_c x_m; \quad (7.120)$$

по обеим зонам сечения

$$B = h_0 / \left(\frac{\psi_s}{E_s W_s} + \frac{\psi_b}{\nu E_b W_c} \right). \quad (7.121)$$

Выражения кривизны и жесткости с учетом значений упругопластических моментов сопротивления W_s , W_c принимают следующий вид:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 z_1} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) \nu E_b b h_0} \right]; \quad (7.122)$$

$$B = h_0 z_1 / \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\varphi_f + \xi) \nu E_b b h_0} \right]. \quad (7.123)$$

В общем случае для предварительно напряженных изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов при $e_{0N} \geq 0,8h_0$ систему внешних сил и усилий предварительного обжатия заменяют эквивалентной системой с моментом M_s и суммарной продольной силой N_{tot} . Тогда согласно формулам (7.97) и (7.100) напряжения в бетоне сжатой зоны и в растянутой ар-

матуре

$$\sigma_b = M_s / A_b z_1, \text{ где } A_b = (\varphi_f + \zeta) b h_0; \quad (7.124)$$
$$\sigma_s = M_s / A_{sp} z_1 - N_{tot} / A_{sp}.$$

Общее выражение кривизны оси при изгибе после подстановки значений напряжений в бетоне сжатой зоны и в растянутой арматуре принимает вид

$$\frac{1}{r} = \frac{M_s}{h_0 z_1} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{\nu E_b A_b} \right] - \frac{N_{tot}}{h_0} \frac{\psi_s}{E_s A_s}. \quad (7.125)$$

Кривизна оси при изгибе $1/r$ и жесткость B на участках элементов с трещинами с течением времени изменяются и поэтому в расчетах их определяют с учетом ряда физических факторов: работы бетона на растяжение на участках между трещинами, характеризуемой коэффициентом ψ_s ; неравномерности деформаций бетона сжатой зоны на участках между трещинами, характеризуемой коэффициентом ψ_b ; неупругих деформаций бетона сжатой зоны, характеризуемых коэффициентом ν .

Значения ψ_s и ν определяют с учетом длительности действия нагрузки.

Значения коэффициента ν установлены нормами для тяжелых бетонов и бетонов на пористых заполнителях в зависимости от характера действующей нагрузки и условия эксплуатации конструкции. При кратковременном действии нагрузки $\nu=0,45$; при длительном действии нагрузки: в условиях средней относительной влажности воздуха выше 40% $\nu=0,15$, в условиях средней относительной влажности воздуха 40% и ниже $\nu=0,1$. Следует обратить внимание, что установлены значения не собственно коэффициентов ν , а произведений $\omega\nu$, которые при принятой для расчета в стадии II прямоугольной эпюры напряжений в бетоне сжатой зоны с коэффициентом полноты $\omega=1$ численно равны значениям ν .

7.7.4. Перемещение железобетонных элементов

Прогиб железобетонных элементов, не имеющих трещин в растянутых зонах, определяют по жесткости приведенного сечения B и с учетом значений коэффициента φ при длительном действии нагрузки. Полное значение прогиба

$$f = f_1 + f_2 - f_3 - f_4, \quad (7.126)$$

где f_1 — прогиб от кратковременной нагрузки; f_2 — прогиб от посто-

янной и длительно действующих нагрузок; f_3 — выгиб от кратковременного действия усилия предварительного обжатия P с учетом всех потерь; f_4 — выгиб вследствие ползучести бетона от обжатия.

Выгиб предварительно напряженных элементов постоянной высоты, вызванный внецентренным обжатием:

$$f_3 = P e_{op} l^2 / 8B. \quad (7.127)$$

Выгиб предварительно напряженных элементов постоянной высоты, вызванный ползучестью бетона от обжатия:

$$f_4 = \left(\frac{1}{r} \right)_4 l^2 / 8. \quad (7.128)$$

Прогиб железобетонных элементов, имеющих трещины в растянутых зонах, определяют по кривизне оси при изгибе

$$f = \int_0^l \bar{M} \frac{1}{r} (x) dx. \quad (7.129)$$

где \bar{M} — изгибающий момент в сечении x от единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения; $\frac{1}{r} (x)$ определяют по формуле (7.125).

При определении перемещений железобетонных элементов постоянного сечения допускается на каждом участке, в пределах которого изгибающий момент не меняет знака, вычислять кривизну для наиболее напряженного сечения и далее принимать ее изменяющейся прямо пропорционально эпюре изгибающих моментов. Это допущение равносильно тому, что жесткость B вычисляют для наиболее напряженного сечения и далее принимают постоянной.

Для предварительно напряженных элементов, к которым предъявляют требования 2-й и 3-й категорий по трещиностойкости, такие допущения в ряде случаев приводят к существенному завышению прогиба против действительного значения, так как участки с трещинами в растянутой зоне могут иметь ограниченную протяженность. В таких случаях прогиб

$$f = \Sigma \int \bar{M} \frac{1}{r} (x) dx. \quad (7.130)$$

При этом эпюру кривизны $\frac{1}{r} (x)$ по длине пролета же-

лезобетонного элемента разбивают на несколько участков в виде кусочно-линейной функции и вычисляют интеграл перемещений перемножением эпюр, пользуясь правилом Верещагина. Кривизну $\frac{1}{r}(x)$ на каждом участке без трещин и с трещинами определяют по формулам (7.111), (7.112) и (7.125).

Углы поворота железобетонных элементов определяют также интегрированием, используя формулы (7.129) или (7.130), но по моменту M в сечении x от единичного момента.

Прогиб изгибаемых элементов без предварительного напряжения — плит, панелей, балок и т. п. — от равномерно распределенной нагрузки

$$f = (5/384)(ql^4/B).$$

Прогиб однопролетных балок и консолей от различных нагрузок определяют по кривизне или жесткости в сечении с максимальным моментом по общей формуле

$$f = sl^2(1/2) \text{ или } f = sl^2(M/B).$$

Здесь коэффициент s зависит от расчетной схемы элемента и вида нагрузки и составляет:

<i>для свободно опертой балки</i>		
при равномерно распределенной нагрузке		$5/48$
» сосредоточенном грузе в середине пролета		$1/12$
при двух равных моментах по концам		$1/8$
<i>для консольной балки</i>		
при равномерно распределенной нагрузке		$1/4$
» сосредоточенном грузе на свободном конце		$1/3$
при моменте на свободном конце		$1/2$

При двузначной эпюре напряжений в неразрезных балках для каждого участка жесткость принимают постоянной по сечению с максимальным моментом (рис. 7.13).

Прогиб коротких изгибаемых элементов при отношении $l/h < 10$ (подкрановых балок, подстропильных балок и т. п.) необходимо определять с учетом влияния поперечных сил. В этом случае полный прогиб равен сумме прогибов, обусловленных деформациями изгиба и сдвига:

$$f_q = \int_0^l \bar{Q} \gamma_x dx; \quad \gamma_x = \frac{1,5Q\varphi_{b2}}{Gb h_0} \varphi_{срс}, \quad (7.131)$$

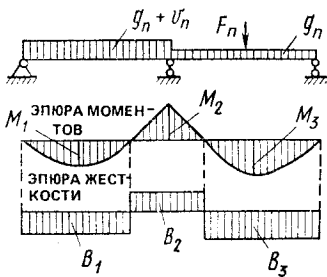


Рис. 7.13. Эпюры моментов и расчетной жесткости двухпролетной балки

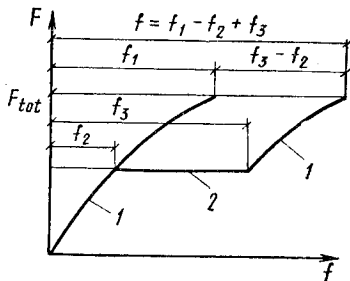


Рис. 7.14. Прогиб железобетонного элемента при действии кратковременной и длительной нагрузок

1 — прогиб кратковременный; 2 — то же длительный

где \bar{Q} — поперечная сила в сечении x от единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения; φ_{b2} — коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки ($\varphi_{b2} = 2$ — при длительном действии, $\varphi_{b2} = 1$ — при кратковременном ее действии); φ_{crs} — коэффициент, учитывающий влияние трещин на деформацию сдвига и принимаемый (на участках по длине элементов, где отсутствуют нормальные и наклонные трещины, $\varphi_{crs} = 1$; на участках, где только наклонные трещины $\varphi_{crs} = 4,8$); на участках, где только нормальные или нормальные и наклонные трещины $\varphi_{crs} = 3B/B_{crs}$ или $\varphi_{crs} = (3B/M_x) \frac{1}{r} (x)$ (B_{crs} — жесткость сечения после образования трещин).

Полный прогиб элементов определяют с учетом длительности действий нагрузок

$$f = f_1 - f_2 + f_3 - f_4, \quad (7.132)$$

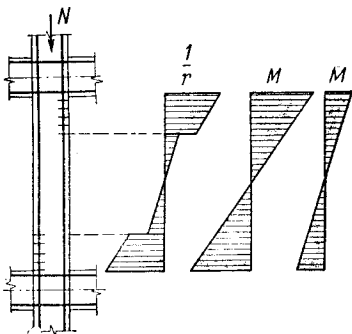
где f_1 — прогиб от непродолжительного действия всей нагрузки; f_2 — прогиб от непродолжительного действия постоянной и длительной нагрузок; f_3 — прогиб от продолжительного действия постоянной и длительной нагрузок; f_4 — выгиб, вызванный ползучестью бетона от обжатия.

Прогибы f_1 и f_2 вычисляют при значениях ψ_s и ν , отвечающих кратковременному действию нагрузки, а прогиб f_3 — при значениях ψ_s и ν , отвечающих длительному действию нагрузки.

Физический смысл формулы (7.132) можно уяснить из рассмотрения диаграммы зависимости $F - f$, изображенной на рис. 7.14.

Полный прогиб предварительно напряженных элементов определяют с учетом длительности действия на-

Рис. 7.15. К определению усредненной жесткости B_m внецентренно сжатых стоек с учетом переменного эксцентриситета продольной силы и трещин на краевых участках



грузки по полной кривизне

$$\frac{1}{r} = 1/r_1 - 1/r_2 + 1/r_3 - 1/r_4. \quad (7.133)$$

7.8. Жесткость внецентренно сжатых элементов, изгибаемых элементов при знакопеременном нагружении

7.8.1. Жесткость внецентренно сжатых элементов с учетом трещин в растянутых зонах

При расчете статически неопределимых железобетонных конструкций (например, многоэтажных рамных каркасов) необходимо знать жесткость элементов. Для внецентренно сжатых элементов с двузначной эпюрой напряжений и с участками по длине без трещин и с трещинами в растянутой зоне необходимо определять усредненную жесткость.

Если рассматривать внецентренно сжатую стойку рамы (без предварительного напряжения) прямоугольного сечения с симметричной арматурой $A_s = A'_s$ (рис. 7.15) и принять продольную сжимающую силу $N = M/e_0$, а заменяющий момент $M_s = Me/e_0$, то из выражения кривизны (7.125) жесткость стойки на участках с трещинами можно определить из выражения

$$B = M_s / 1/r = e_0 h_0 z_1 / [\Psi_s (e - z_1) / E_s A_s + \Psi_b e / (\nu E_b A_b)], \quad (7.134)$$

Эта жесткость будет переменной по длине стойки в связи с переменным значением эксцентриситетов e_0 и других параметров. Жесткость стойки на участках без трещин постоянна и определяется по формуле (7.112).

Использование значения переменной жесткости B для расчета конструкций (например, для расчета статически неопределимой рамы) практически неудобно, поэтому определяют усредненную жесткость, постоянную по длине элемента.

Угол поворота внецентренно сжатой стойки, имеющей по длине различные участки с трещинами и без них, от действия концевых моментов и продольной силы составляет

$$\theta = \Sigma \int \bar{M} \frac{1}{r} (x) dx.$$

Этот же угол поворота опорного сечения стойки с усредненной по длине жесткостью

$$\theta = Ml/6B_m.$$

Усредненную жесткость внецентренно сжатой стойки определяют из равенства этих двух выражений для угла поворота опорного сечения. Конечный результат (без промежуточных выкладок), который применяют для практических расчетов, имеет вид

$$B_m = k_0 E_b I_b, \quad (7.135)$$

где I_b — момент инерции бетонного сечения стойки; k_0 — коэффициент, определяемый в зависимости от относительного эксцентриситета e_0/h_0 , коэффициента армирования $\mu = A_s/bh_0$, класса бетона, класса арматуры*.

7.8.2. Жесткость изгибаемых элементов при знакопеременном нагружении

Элементы вертикальных несущих конструкций многоэтажных зданий — перемычки диафрагм с проемами, ригели рам внешней несущей коробки и др. под воздействием знакопеременной нагрузки (ветер, сейсмические воздействия) испытывают знакопеременные изгибающие моменты. При относительно малых значениях изгибающих моментов от вертикальных нагрузок такие элементы армируют симметричной арматурой $A_s = A'_s$. При знакопеременном нагружении трещины последовательно в сжатых зонах зажимаются, а в растянутых зонах развиваются. Опытные исследования напряженно-деформированного состояния симметрично армированных эле-

* Байков В. Н., Сигалов Э. Е. Железобетонные конструкции, Общий курс, Изд. 3-е. — М.: Стройиздат, 1978.

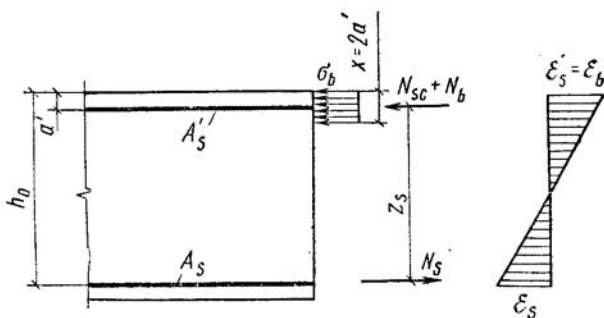


Рис. 7.16. К определению жесткости B при знакопеременном нагружении расчетной нагрузкой

ментов при знакопеременном изгибе от нагрузок, близких по значению к расчетным нагрузкам, показали, что деформации сжатой зоны концентрируются на коротком участке у края сечения, резко убывая по высоте, и что деформации сжатой арматуры существенно меньше деформаций растянутой арматуры.

При определении жесткости таких элементов при малом значении $\zeta = x/h_0$ исходят из положения, что $x = 2a'$. При знакопеременном нагружении $\psi_s = \psi_b = 1$. Уравнение равновесия в сечении с трещиной (рис. 7.16):

$$N_s = A_s R_s = A'_s \sigma_{sc} + \sigma_b b x;$$

плечо внутренней пары сил

$$z = z_s = h_0 - a_1.$$

Кривизна оси при изгибе равна тангенсу угла наклона на эпюре деформаций (см. рис. 7.12):

$$1/r = (\epsilon_s + \epsilon'_s)/z_s = (1 + \kappa) M/E_s A_s z_s^2 = M/B, \quad (7.136)$$

где $\epsilon_s = M/(E_s A_s z_s)$; $\epsilon'_s = \kappa \epsilon_s$; опытное значение $\kappa = 0,5$.

Отсюда жесткость при кратковременных знакопеременных нагрузках

$$B = E_s A_s \tilde{z}_s^2 / (1 + \kappa). \quad (7.137)$$

При учете влияния деформаций от поперечных сил может быть принята аналогия с однопролетной балкой, нагруженной сосредоточенной силой в середине пролета

[см. формулу (7.131)] при $\varphi_{b2} = 1$:

$$f = f_M + f_Q = \frac{Pl^3}{48B} + \frac{1,5Pl \varphi_{crc}}{4Gbh_0} = \frac{Pl^3}{48B/k}, \quad (7.138)$$

где $k = 1 + \frac{36B\varphi_{crc}}{E_b b h_0^2 l^2}$ при $G \approx 0,5E_b$.

Отсюда жесткость элементов с учетом деформаций от момента и поперечных сил

$$B_{MQ} = E_s A_s z_s^2 / (1 + \kappa) / k. \quad (7.139)$$

7.9. Учет влияния начальных трещин в бетоне сжатой зоны предварительно напряженных элементов

В расчетах предварительно напряженных элементов по второй группе предельных состояний необходимо учитывать влияние трещин, которые возникают в зоне, впоследствии сжатой под действием внешней нагрузки. Такие начальные трещины могут появиться при изготовлении и предварительном обжатии, транспортировании и монтаже элементов. Они снижают трещиностойкость и жесткость элементов.

Расчет по образованию трещин элементов с начальными трещинами в бетоне сжатой зоны. Значение M_{crc} снижается на $\Delta M_{crc} = \lambda M_{crc}$.

На основании теоретических и опытных данных коэффициент

$$\lambda = (1,5 - 0,9/\delta) (1 - \varphi_m), \quad (7.140)$$

$$\text{где } \delta = \frac{y}{h - y} \frac{A_{sp}}{A_{sp} + A'_s} \leq 1,4,$$

где y — расстояние от центра тяжести приведенного сечения до грани, растянутой при действии внешней нагрузки.

Для конструкций, армированных проволокой, значения δ снижают на 15%; φ_m — определяют по формуле (7.75), но принимают не менее 0,45.

Расчет по раскрытию трещин в элементах с начальными трещинами. Значение R снижается на ΔR :

$$\Delta R = \lambda R \quad (7.141)$$

Проверяют и глубину начальной трещины

$$h_{crc} = h - (1,2 + \varphi_m) \xi h_0 \leq 0,5h,$$

где ξ — высота сжатой зоны от действия внешней нагрузки и усилия предварительного обжатия, определяемая по формуле (7.90); Φ_m — определяют по формуле (7.76).

Расчет по закрытию трещин в элементах, имеющих начальные трещины в сжатых зонах. Значение R уменьшают умножением на коэффициент, равный $1,1(1-\lambda)$, но значение должно быть не более 1; значение λ определяют по формуле (7.140).

Расчет перемещений железобетонных элементов с начальными трещинами в сжатой зоне. Значения кривизн увеличивают на 15 %, а значения $(1/r)_4$ — на 25 %. На участках с трещинами усилия P , уменьшают на ΔP .

Контрольные вопросы для самостоятельной проработки материала главы 7

1. Что называют трещиностойкостью железобетонных элементов?
2. Как формулируются исходные положения расчета по образованию трещин при центральном растяжении, при изгибе?
3. Чему равно внутреннее усилие перед образованием трещин центрально растянутого элемента?
4. Каковы основные положения расчета момента образования трещин при упругой работе бетона сжатой зоны элементов?
5. Каковы основные положения расчета момента образования трещин при неупругой работе бетона сжатой зоны элементов?
6. Каковы основные положения расчета момента образования трещин по способу ядерных моментов?
7. В чем заключается расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элементов?
8. В чем заключается физическая трактовка ширины раскрытия трещины в бетоне растянутой зоны?
9. От каких факторов зависит ширина раскрытия трещин нормальных к оси согласно эмпирической формуле норм?
10. Каковы предпосылки расчета коэффициента, характеризующего работу бетона на растяжение на участке между трещинами при центральном растяжении, при изгибе?
11. Как определяют напряжения в бетоне и арматуре в сечениях с трещиной?
12. Каковы предпосылки расчета расстояния между трещинами в растянутой зоне при центральном растяжении, при изгибе?
13. Какие требования к расчету предварительно напряженного элемента по закрытию трещин в растянутых зонах?
14. В какой последовательности выполняют расчет по определению кривизны при изгибе железобетонных элементов на участках с трещинами?
15. Как вывести формулу жесткости железобетонного элемента на участках с трещинами?
16. Каким образом можно выразить кривизну оси при изгибе предварительно напряженного элемента на участках с трещинами?
17. Как определить прогиб железобетонного элемента, не имеющего трещин в растянутых зонах?

18. Как определить прогиб железобетонного элемента с трещинами в растянутой зоне?

19. Как учитывают влияние поперечных сил на величину прогиба?

20. Как учитывают при определении прогиба влияние длительного действия нагрузки?

21. В чем особенность расчета усредненной жесткости внецентренно сжатого элемента?

22. Как вывести формулу жесткости изгибаемого элемента при знакопеременном загрузении?

23. Как учитывается в расчетах предварительно напряженных элементов влияние начальных трещин в бетоне сжатой зоны?

ГЛАВА 8. СОПРОТИВЛЕНИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА ДИНАМИЧЕСКИМ ВОЗДЕЙСТВИЕМ

8.1. Колебания элементов конструкций

8.1.1. Динамические нагрузки

Элементы железобетонных конструкций в зависимости от их назначения могут испытывать действие как статических, так и динамических нагрузок. Динамические нагрузки весьма разнообразны. Их создают различные неподвижно установленные на перекрытиях зданий машины с вращающимися частями (электромоторы, вентиляторы, токарные станки и т. п.), механизмы с возвратно-поступательным движением масс (ткацкие станки, типографские машины и т. п.), машины ударного и импульсного действия и др.

Подвижные динамические нагрузки сообщаются элементам конструкций различными мостовыми и подвесными кранами в виде ударных воздействий колес о рельсовые стыки, колебательных воздействий от неуравновешенности ходовых частей и т. п.

Ветровые нагрузки (порывы, пульсация) вызывают колебания многоэтажных зданий и высотных сооружений — дымовых труб, башен, мачт и др.

Сейсмические нагрузки возникают при землетрясении в виде толчков и ударов, сообщаемых элементам конструкции колебаниями почвы.

Ударные и импульсные кратковременные нагрузки, развивающиеся и исчезающие с большой скоростью, вызываются действием взрывов (здесь не рассматриваются).

Динамические нагрузки характеризуются видом (сила, момент), законом изменения во времени (вибрационные, периодические, ударные), положением (неподвижные, подвижные) и направлением (вертикальные, горизонтальные).

В зависимости от продолжительности вызываемых колебаний нагрузки делятся на многократно повторяющиеся (систематические) и эпизодические. К систематическим относятся нагрузки, создаваемые регулярной работой машин и установок в рабочем режиме, а также многократные удары и импульсы, при действии которых необходимо учитывать усталостное снижение прочности бетона и арматуры. К эпизодическим нагрузкам относятся одиночные удары и импульсы, кратковременные перегрузки, возникающие при пуске и останове машин и т. п. Данные о подвижных динамических нагрузках, ветровых и сейсмических, приведены в нормах на нагрузки и воздействия и в нормах на строительство в сейсмических районах.

8.1.2. Свободные колебания элементов с учетом неупругого сопротивления железобетона

Свободные колебания работающих упруго элементов с одной степенью свободы описываются гармоническим законом (рис. 8.1):

$$y = A \sin(\omega t + \varepsilon), \quad (8.1)$$

где A — амплитуда колебаний; ω — круговая частота или число колебаний в 2π ; ε — начальная фаза (или угол сдвига фаз), показывающая, в какой фазе движения находилась точка в начальный момент времени ($t=0$), и определяющая ее начальное перемещение.

Круговая частота ω связана с периодом колебаний T и технической частотой n зависимостью

$$\omega = 2\pi/T = 2\pi n. \quad (8.2)$$

Наблюдаемые на практике свободные колебания элементов представляют собой затухающие гармонические колебания с непрерывно уменьшающейся амплитудой согласно уравнению

$$y = Ae^{-(\delta t/T)} \sin(\omega t + \varepsilon), \quad (8.3)$$

где $e^{-(\delta t/T)}$ — затухающая функция времени.

Амплитуды последовательных циклов свободных за-

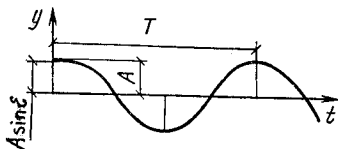


Рис. 8.1. График свободных колебаний системы

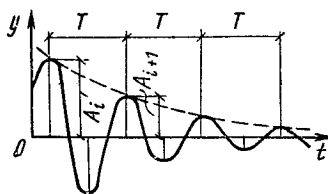


Рис. 8.2. График свободных затухающих колебаний системы

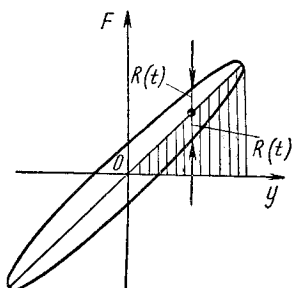


Рис. 8.3. Диаграмма работ за один цикл, петля гистерезиса

тухающих колебаний в элементах конструкций убывают по закону геометрической прогрессии, так что отношение A_i/A_{i+1} остается постоянным (рис. 8.2); $\delta = \ln A_i/A_{i+1}$ — логарифмический декремент затухания — характеризует скорость затухания колебаний (при $\delta \rightarrow 0$ колебания переходят в свободные незатухающие). В элементах конструкций за каждый цикл свободных колебаний некоторая доля энергии затрачивается в необратимой форме на преодоление сопротивлений в системе. Эти сопротивления могут быть внутренними и внешними: внутренние обусловлены главным образом неупругими деформациями бетона, возникающими даже при малых напряжениях; внешние создаются силами трения в опорных креплениях системы и воздушной средой. Для элементов железобетонных конструкций внешние сопротивления в сравнении с внутренними обычно малы.

Зависимость между внешней силой F и перемещением y за полный цикл колебаний согласно опытным данным представляется в виде диаграммы работы (рис. 8.3). Петля на диаграмме носит название петли гистерезиса; площадь петли дает значение энергии ΔW , которая погло-

щается в необратимой форме за один цикл колебаний и рассеивается в среду в виде тепла. Мерой затухания служит коэффициент поглощения энергии

$$\psi = \Delta W / W \quad (8.4)$$

$$\text{или } \psi = 2\delta, \quad (8.5)$$

где W — работа упругих сил системы за четверть цикла, измеряемая площадью заштрихованного треугольника.

Опыты показывают, что коэффициент поглощения энергии для железобетона зависит от жесткости стыков и соединений сборных элементов, совместной работы плит, панелей, балок и других элементов при колебаниях. При испытаниях в натуральных условиях наблюдается разброс значений ψ , обусловленный типом железобетонной конструкции, а также методикой испытаний (табл. 8.1).

8.1. Значения коэффициента поглощения энергии ψ для железобетона

Конструкция	Коэффициент	
	пределы значений	среднее значение
Перекрытие из крупных плит: до замоноличивания стыков	0,2...0,24	0,22
	после замоноличивания »	0,44...0,6
Подкрановая балка: до замоноличивания стыков	0,24...0,4	0,32
	после замоноличивания »	0,38...0,56
Рибристое монолитное перекрытие	0,39...0,78	0,59

При динамических расчетах используют коэффициент неупругого сопротивления железобетона

$$\gamma = \psi / 2\pi = \delta / \pi \quad (8.6)$$

значение которого устанавливают в зависимости от категории машины по динамичности; $\gamma = 0,05 \dots 0,1$.

Если положение системы при колебаниях определяется числом n независимых величин, то система имеет n степеней свободы. Балка на двух опорах с одной сосредоточенной массой в пролете $m = F/g$ является системой с одной степенью свободы (массой балки как малой величиной в сравнении с сосредоточенной массой пренебрегают), но та же балка с двумя сосредоточенными массами представляет собой систему с двумя степенями свобо-

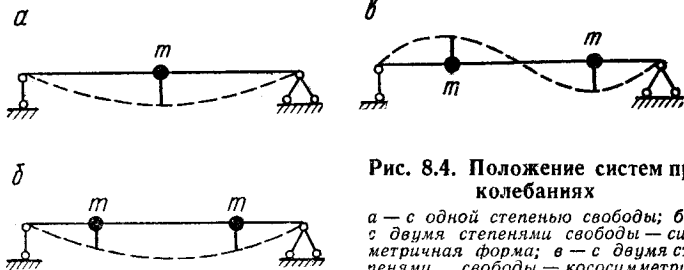


Рис. 8.4. Положение систем при колебаниях

а — с одной степенью свободы; *б* — с двумя степенями свободы — симметричная форма; *в* — с двумя степенями свободы — кососимметричная форма

ды (рис. 8.4). Балка со сплошной распределенной массой рассматривается как система с бесконечным числом степеней свободы.

Число частот и форм свободных колебаний системы равно числу ее степеней свободы. При любом k -м тоне, где $k=1, 2, \dots, n$ система с n степенями свободы совершает независимые свободные колебания:

$$y_k = A_k e^{-(\delta t/T)} \sin(\omega_k t + \epsilon_k), \quad (8.7)$$

где ω_k — частота свободных колебаний k -го тона; A_k, ϵ_k — начальные амплитуда и фаза k -го тона; δ — логарифмический декремент затухания, одинаковый для всех тонов.

Частоты свободных колебаний системы расположены в возрастающей последовательности:

$$0 < \omega_1 < \omega_2 \dots < \omega_n$$

и образуют спектр частот свободных колебаний. Каждой частоте отвечает своя единственная форма свободных колебаний. Железобетонные конструкции обычно представляют собой статически неопределимые системы с большим (или бесконечно большим) числом степеней свободы. Поэтому для практического определения частот и форм свободных колебаний конструкцию в расчетной схеме приближенно расчленяют на отдельные элементы. Например, железобетонные перекрытия условно расчленяют на систему плит и балок и т. п.

Частоты свободных колебаний ω_k систем с затуханием и систем без затухания одинаковы. Влияние затухания существенно сказывается лишь в резонансной области при вынужденных колебаниях.

8.1.3. Вынужденные колебания элементов

При действии на массу возмущающей силы $F(t)$ колебания становятся вынужденными. При этом динамическое перемещение системы с одной степенью свободы вызывается действием силы инерции массы — md^2y/dt^2 и возмущающей силы, т. е.

$$y = -\delta_{11} md^2 y/dt^2 + \delta_{11} F(t). \quad (8.8)$$

Это условие приводит к дифференциальному уравнению вынужденных колебаний

$$md^2y/dt^2 + y/\delta_{11} = F(t). \quad (8.9)$$

Если возмущающая сила изменяется по гармоническому закону $F(t) = F \sin \theta t$, то решение уравнения (8.9) будет следующим:

$$y = A (\sin \theta t - \sin \omega t); \quad (8.10)$$

здесь амплитуда вынужденных колебаний

$$A = F/m (\omega^2 - \theta^2). \quad (8.11)$$

Преобразуем выражение амплитуды вынужденных колебаний, используя выражение частоты колебаний

$$\omega^2 = 1/\delta_{11} m. \quad (8.12)$$

Тогда

$$A = \frac{\omega^2 \delta_{11} F}{\omega^2 - \theta^2} = \frac{f}{1 - (\theta^2/\omega^2)} = \beta f; \quad (8.13)$$

$$\beta = \frac{1}{1 - (\theta^2/\omega^2)}, \quad (8.14)$$

где $f = \delta_{11} F$ — статический прогиб от действия силы F ; β — коэффициент динамичности, характеризующий отношение динамического прогиба к статическому.

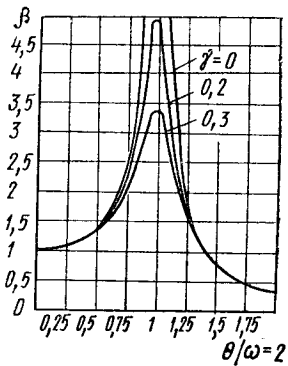
Зная динамический коэффициент β , можно, выполнить динамический расчет балки статическим путем. Действительно, вызванный динамичностью нагрузки рост прогиба в β раз (при сохранении той же формы изогнутой оси) влечет за собой увеличение во столько же раз всех внутренних усилий и деформаций.

Коэффициент динамичности при учете затухания свободных колебаний

$$\beta = 1/\sqrt{[1 - (\theta^2/\omega^2)]^2 + \gamma^2}. \quad (8.15)$$

Начальная фаза колебаний ϵ с учетом затуханий оп-

Рис. 8.5. Резонансные кривые при различных значениях коэффициента неупругого сопротивления



ределяется выражением

$$\operatorname{tg} \varepsilon = \gamma / [1 - (\theta^2 / \omega^2)]. \quad (8.16)$$

При совпадении частоты возмущающей силы θ с частотой свободных колебаний системы ω наступает резонанс, при котором амплитуда вынужденных колебаний достигает максимума.

В условиях резонанса коэффициент динамичности для железобетона может достигать $\beta = 10 \dots 20$.

На рис. 8.5 показаны резонансные кривые при различных значениях коэффициента неупругого сопротивления γ в зависимости от отношения частот. Из сравнения резонансных кривых следует, что влияние неупругого сопротивления железобетона на амплитуду вынужденных колебаний в области резонанса, когда $\theta / \omega = 1$ велико, а в области, от него удаленной, — незначительно. При этом в предрезонансной области всегда $\beta \geq 1$, а в зарезонансной области возможны значения $\beta < 1$.

Если в идеально упругой системе амплитуда вынужденных колебаний при резонансе неограниченно возрастает и стремится к бесконечности, то в железобетонной конструкции амплитуды вынужденных колебаний при резонансе ограничиваются конечным пределом, тем меньшим, чем больше коэффициент неупругих деформаций.

Способность железобетона (как и других строительных материалов) поглощать энергию в необратимой форме сказывается весьма благоприятно на динамической работе конструкции.

Коэффициент динамичности β для систем с большим

числом степеней свободы следует вычислять по той частоте свободных колебаний ω_k , которая ближе к частоте возмущающей силы θ , а статический прогиб f — при k -м тоне колебаний и в зависимости от положения возмущающей силы на расчетной схеме.

8.1.4. Динамическая жесткость элементов железобетонных конструкций

Практика обследований в натуре колеблющихся железобетонных конструкций показывает, что перемещения от статических нагрузок обычно во много раз больше амплитуды перемещений, вызываемых динамическими нагрузками, и потому изменение знака напряжений при колебаниях представляет редкое исключение.

Динамический модуль упругости бетона при изменении напряжений от нуля до максимума за небольшие периоды времени в процессе колебаний железобетонных элементов практически можно считать постоянным, равным начальному модулю упругости бетона.

Жесткость элементов железобетонных конструкций, воспринимающих динамические нагрузки эксплуатационного характера, определяют, как и при статических нагрузках. Если элемент работает с трещинами в растянутой зоне, то при определении жесткости принимают $\Psi_s = \Psi_b = 1$ (см. главу 7). При многократно повторяющемся действии вибрационной нагрузки в результате накопления остаточных перемещений (под влиянием виброползучести бетона сжатой зоны) элемент начинает совершать колебания вокруг линии установившихся прогибов, т. е. совершать колебания как упругая система. Поэтому при определении жесткости B коэффициент ν принимают как при кратковременном действии нагрузки.

При оценке частот колебаний и амплитуд перемещений необходимо исходить из среднего возможного значения жесткости B , наиболее вероятного в действительных условиях эксплуатации. Следует считаться с тем, что динамические перемещения элементов зависят от жесткости нелинейно: с изменением жесткости элемента в меньшую сторону динамические перемещения в зависимости от новой частоты свободных колебаний могут либо уменьшаться, либо увеличиваться.

8.2. Расчет элементов конструкции на динамические нагрузки по предельным состояниям

8.2.1. Общие положения

При расчете элементов железобетонных конструкций на динамические нагрузки необходимо учитывать особенность пульсирующих или вибрационных нагрузок, заключающуюся в том, что при совпадении частот свободных и вынужденных колебаний возникает резонанс, сопровождающийся увеличением размаха колебаний. Необходимо считаться с тремя существенно важными факторами:

разрушительным действием вибрации на конструкцию, усталостным снижением прочности бетона и арматуры;

вредным влиянием вибрации на организм людей, работающих в здании;

нарушением нормальной работы технологического оборудования — машин, станков, точных измерительных приборов.

Задача динамического расчета состоит в том, чтобы, во-первых, определить амплитуды динамических усилий и с учетом усилий от статических нагрузок проверить несущую способность элементов конструкций; во-вторых, определить амплитуды вынужденных колебаний и установить, являются ли они допустимыми по воздействию на людей и в технологических процессах производства, т. е. проверить пригодность к нормальной эксплуатации элементов конструкции.

Для расчета частот и форм свободных колебаний, амплитуд динамических усилий следует пользоваться пособиями, Инструкцией по расчету несущих конструкций промышленных зданий и сооружений на динамические нагрузки, а также различными справочниками и пособиями.

Совместные статические и динамические нагрузки вызывают в конструкциях соответствующие усилия и перемещения. Несущая способность элементов должна быть подтверждена расчетом на прочность и выносливость по первой группе предельных состояний, а пригодность к нормальной эксплуатации — расчетом на трещиностойкость и перемещения по второй группе предельных состояний.

Для железобетонных элементов, подвергающихся действию многократно повторяющейся нагрузки, рекомендуется принимать класс бетона по прочности на сжатие не ниже В15. Для предварительно напряженных элементов минимальный класс бетона (в зависимости от класса арматуры) увеличивается на одну ступень (5 МПа). Применение мелкозернистого бетона без специальных экспериментальных обоснований для них не допускается.

8.2.2. Предельные состояния первой группы

Прочность изгибаемых элементов считается обеспеченной, если сумма моментов от расчетных статических нагрузок M_{st} и динамических нагрузок M_d с учетом коэффициентов сочетаний не превосходит момента M_{per} воспринимаемого сечением, с учетом коэффициентов условий работы бетона и арматуры:

$$M_{st} + M_d \leq M_{per}. \quad (8.17)$$

При определении M_{per} исходят из стадии III напряженно-деформированного состояния (см. главу 3).

Выносливость элементов считается обеспеченной, если напряжения от расчетных статических и многократно повторяющихся динамических нагрузок, возникающие в бетоне сжатой зоны и растянутой арматуре, не превосходят расчетных сопротивлений, с учетом коэффициентов условий работы бетона и арматуры:

$$\sigma_{b,max} \leq R_b \gamma_{b1}; \quad (8.18)$$

$$\sigma_{s,max} \leq R_s \gamma_{s3}. \quad (8.19)$$

Сжатую арматуру на выносливость не рассчитывают.

При расчете на выносливость исходят из стадии I напряженно-деформированного состояния и следующих основных положений:

напряжения в бетоне и арматуре вычисляют как для упругого материала по приведенному сечению (см. главу 2) от действия расчетных статических и динамических нагрузок и усилия предварительного обжатия P с учетом всех потерь;

неупругие деформации, возникающие в действительности в бетоне сжатой зоны, учитывают снижением модуля деформаций бетона, а значения коэффициента $\alpha' = E_s / \nu E_b$ устанавливают в зависимости от класса бетона;

B15	25
B25	20
B30	15
B40 и выше	10

в том случае, когда максимальные нормальные напряжения в бетоне растянутой зоны

$$\sigma_{bt,max} > R_{bt} \gamma_{b1}, \quad (8.20)$$

площадь приведенного сечения определяют без учета растянутой зоны бетона.

В элементах, рассчитываемых на выносливость допускается образование начальных трещин при изготовлении, транспортировании и монтаже в зоне, которая впоследствии под действием внешней нагрузки будет сжата.

Коэффициенты условий работы бетона γ_{b1} и условий работы растянутой арматуры γ_{s3} учитывают при многократном приложении нагрузки снижение прочности материалов до соответствующих пределов выносливости (см. главу 1). Коэффициент γ_{b1} зависит от отношения попеременно возникающих максимальных и минимальных нормальных напряжений в бетоне, т. е. от характеристики цикла $\rho_b = \sigma_{b,min}/\sigma_{b,max}$, вида бетона и его состояния по влажности (табл. 8.2). Выносливость бетонов на по-

8.2. Значения коэффициентов условий работы бетона γ_{b1} при многократном приложении нагрузки

Состояние бетона по влажности	Характеристика цикла $\rho_b = \sigma_{b,min}/\sigma_{max}$						
	0...0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
Тяжелый: естественной влажности водонасы- щенный	0,75	0,8	0,85	0,9	0,95	1	1
	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,95	1
Легкий: естественной влажности водонасы- щенный	0,6	0,7	0,8	0,85	0,9	0,95	1
	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1

ристых заполнителях ниже выносливости тяжелого бетона: в водонасыщенном состоянии выносливость бетонов снижается. Появление растягивающих напряжений в зо-

не, проверяемой по сжато му бетону, во время цикла изменения нагрузки не допускается.

Коэффициент условий работы растянутой арматуры γ_{s3} зависит от отношения попеременно возникающих максимальных и минимальных напряжений в арматуре $\rho_s = \sigma_{s, \min} / \sigma_{s, \max}$ вида и класса арматуры (табл. 8.3).

8.3. Значения коэффициента условий работы растянутой арматуры γ_{s3} при многократном приложении нагрузки

Вид и класс арматуры	Характеристика цикла $\rho_s = \sigma_{s, \min} / \sigma_{s, \max}$						
	0	0,2	0,4	0,7	0,8	0,9	1
Горячекатаная периодического профиля класса:							
А-III	0,4	0,45	0,55	0,81	0,91	0,95	1
А-IV	—	—	0,38	0,72	0,91	0,96	1
А-V	—	—	0,27	0,55	0,69	0,87	1
А-VI	—	—	0,19	0,53	0,67	0,87	1
Высокопрочная арматурная проволока периодического профиля класса Вр-II	—	—	—	0,67	0,82	0,97	1
То же, гладкая класса В-II	—	—	—	0,77	0,97	1	1
Арматурные канаты класса К-7 диаметром, мм:							
9	—	—	—	0,77	0,92	1	1
12, 15	—	—	—	0,65	0,8	1	1

Выносливость растянутой арматуры со сварными соединениями в контактных стыковых соединениях, в пересечениях арматуры в каркасах и сетках и др. снижается, так как при многократном приложении нагрузки места сварных соединений становятся концентраторами напряжений. В сварных соединениях расчетное сопротивление растянутой арматуры следует умножать на коэффициент условий работы.

Наклонные сечения элементов рассчитывают на выносливость из условия, что равнодействующая главных растягивающих напряжений, действующая на уровне центра тяжести приведенного сечения, должна быть полностью воспринята поперечной арматурой при напряжениях в ней, равных расчетным сопротивлениям R_s , умноженным на коэффициент условий работы γ_{s3} и γ_{s4} .

При армировании элемента хомутами или поперечными стержнями

$$\sigma_{mt, \max} sb \leq A_w R_s \gamma_{s3} \gamma_{s5}, \quad (8.21)$$

где γ_{s3} — коэффициент условий работы арматуры, определяемый в зависимости от характеристики цикла ρ ; A_w — площадь сечения хомутов или поперечных стержней, расположенных в одной плоскости; s — шаг хомутов или поперечных стержней; b — ширина ребра элемента.

Для элементов, в которых поперечную арматуру не устанавливают, должно быть выполнено условие, аналогичное выполняемому в расчетах на образование наклонных трещин (см. главу 7), но с расчетными сопротивлениями бетона для первой группы предельных состояний (R_{bt} , R_b), умноженными на γ_{b1} .

8.2.3. Предельные состояния второй группы

Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элементов, при действии многократно повторяющихся нагрузок выполняют исходя из тех же основных положений, что и расчет на выносливость (за исключением ограничений по учету площади бетона растянутой зоны), но по расчетному сопротивлению бетона осевому растяжению, принимаемому для второй группы предельных состояний:

$$\sigma_{bt} \leq R_{bt, ser} \gamma_{b1}. \quad (8.22)$$

Расчет по образованию трещин, наклонных к продольной оси элементов, выполняют в предположении, что при многократно повторяющихся нагрузках образование этих трещин может привести и к исчерпанию несущей способности. При этом расчетное сопротивление бетона R_{bt} и R_b принимают с коэффициентом ψ_{b1} .

Требование по ограничению амплитуд динамических колебаний выражают условием

$$u \leq u_0; \quad (8.23)$$

$$u_0 = a_0 / 4\pi^2 n^2; \quad (8.24)$$

$$u_0 = v_0 / 2\pi n, \quad (8.25)$$

где u — амплитуда вынужденных колебаний, определяемая из динамического расчета; u_0 — предельная амплитуда вынужденных колебаний, устанавливаемая по условиям нормальной работы людей, а также машин, станков, измерительных приборов и т. п.; n — частота вынужденных колебаний; a_0 , v_0 — соответственно предельные амплитуды ускорения и скорости для гармонических колебаний,

В качестве средних предельных параметров можно принимать $a_0 = 150 \text{ мм/с}^2$ при $n < 10 \text{ Гц}$ и $v_0 = 2,4 \text{ мм/с}$ при $n \geq 10 \text{ Гц}$.

Если условие (8.23) не выполняется, то необходимы конструктивные меры по уменьшению амплитуд вынужденных колебаний элементов. Неблагоприятный результат расчета в этом случае объясняется тем, что частота свободных колебаний элемента ω близка к частоте возбуждения θ .

Конструктивные меры по уменьшению вибрации должны быть направлены на возможное перемещение источника вибрации, уравнивание машины и т. п. или же на изменение частоты свободных колебаний элементов. Последнее может быть достигнуто изменением жесткости элементов, схемы конструкции или размеров пролета. Если требуется увеличить частоту свободных колебаний, то следует повысить жесткость элемента. При этом снижается коэффициент динамичности и уменьшается статический прогиб. Переход от свободно опертой балки к балке с упругозаделанными концами повышает частоту свободных колебаний почти в 2 раза; добавление новых связей и повышение статической неопределимости всегда влияет на частоту свободных колебаний конструкции и аналогичны повышению жесткости. Изменение размера пролета конструкции в меньшую сторону приводит к увеличению частоты свободных колебаний.

Одной из наиболее эффективных мер борьбы с колебаниями конструкций является виброизоляция машин и установок: активная, состоящая в изоляции возбудителей колебаний и уменьшении динамических нагрузок, передающихся машиной на конструкцию; пассивная, предусматривающая защиту приборов и оборудования, чувствительных к вибрациям, от колебаний несущих конструкций, на которых они находятся. Виброизоляторами служат системы подвесных стержней, стальных пружин, резиновых прокладок и т. п. Расчет и проектирование виброизоляции выполняют согласно Инструкции по проектированию и расчету виброизоляции машин с динамическими нагрузками и оборудования, чувствительного к вибрации.

Необходимо отметить, что устройство виброизоляции без расчета и неправильный выбор параметров виброизоляции могут привести не к снижению колебаний конструкции, а к их увеличению.

1. Какие виды динамических нагрузок могут испытывать железобетонные конструкции?
2. Что такое коэффициент поглощения энергии при колебании железобетонных элементов и какие он имеет значения для различных видов конструкций?
3. Чему равна жесткость элемента при вибрационной нагрузке?
4. В чем заключается расчетная проверка железобетонных элементов на выносливость?
5. В чем состоит условие по ограничению амплитуд динамических колебаний?

ГЛАВА 9. ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ МИНИМАЛЬНОЙ РАСЧЕТНОЙ СТОИМОСТИ

9.1. Зависимости для определения стоимости железобетонных элементов

Критерием наибольшей экономической эффективности при сопоставлении взаимозаменяемых строительных конструкций (отвечающих требуемым эксплуатационным качествам, имеющих соизмеримые сроки службы и равную огнестойкость) является минимум приведенных затрат, которые складываются из текущих издержек C_i (себестоимость строительного-монтажных работ или эксплуатационных расходов) и единовременных затрат K_i (капитальные вложения или стоимость производственных фондов), приведенных к годовой размерности в соответствии с установленным нормативным коэффициентом эффективности капитальных вложений:

$$C_i + E_n K_i = \min. \quad (9.1)$$

Нормативный коэффициент экономической эффективности капитальных вложений в строительстве $E_n = 0,12$.

Приведенные затраты проектируемых строительных конструкций образуются из их стоимости «в деле» (с учетом снижения условно-постоянных накладных расходов в результате уменьшения продолжительности и трудоемкости возведения), приведенной к году начала эксплуатации объекта, и затрат, зависящих от размера капитальных вложений в строительную базу. Кроме того, учитывают эксплуатационные расходы с учетом возможных народнохозяйственных потерь от недовыпуска продукции.

Оптимальная по стоимости конструкция данного ви-

да (железобетонная балка, кровельная плита, стропильная ферма, колонна и т. п.) может быть определена в первом приближении только по стоимости «в деле» из сопоставления возможных решений, различающихся между собой геометрическими размерами конструкции, интенсивностью армирования, классом арматурной стали, классом бетона, технологией изготовления и т. д. Заметное влияние оказывает учет изменений стоимости конструкций в сопряжении (стенового ограждения, колонн, фундаментов), а также эксплуатационных расходов на отопление и вентиляцию помещений, связанных с изменением строительной высоты покрытия (перекрытия) при варьировании внешних габаритов изучаемой конструкции. Этим можно пренебречь, если сопоставляются однотипные конструкции или если имеется в виду применение конструкций для зданий с большими площадями.

Расчетная себестоимость конструкции «в деле» $C_{к,д}$ (в законченном здании) на стадии проектирования складывается из полной расчетной стоимости ее изготовления (заводской) C_k , затрат C_T на транспортирование конструкции от завода-изготовителя до строительной площадки, стоимости монтажа C_m и изменяющейся части накладных расходов строительства ΔH . При этом должны быть учтены заготовительно-складские расходы строительства коэффициентом 1,02, удорожание работ в зимних условиях (если оно имеется) — коэффициентом $k_3 = 1,025$ при объеме работ по замоноличиванию, не превышающем 15 % объема работ по изготовлению применяемых сборных конструкций. Таким образом

$$C_{к,д} = (C_k + C_T) 1,02 + C_m + C_{y.c} k_3 = \Delta H, \quad (9.2)$$

где $C_{y.c}$ — затраты по укрупнительной сборке.

В этой формуле стоимость монтажа C_m определяют по официальным справочникам. Стоимость транспортирования C_T устанавливают из расчета перевозки изделий автомобильным или железнодорожным транспортом, включая разгрузку с транспортных средств, а также стоимость реквизита, необходимого для автоперевозок. При этом объем материалов исчисляют по проектным размерам изделия за вычетом пустот.

Полная расчетная стоимость конструкции (заводская)

$$C_k = C_{ск} 1,145 k_{тер}, \quad (9.3)$$

где $C_{с.к}$ — расчетная производственная себестоимость конструкций; 1,145 — коэффициент, учитывающий среднеотраслевую рентабельность и расходы по реализации конструкций (внепроизводственные расходы); $k_{тер}$ — коэффициент территориального удорожания материалов и переработки по видам конструкций, принимаемый по инструктивным указаниям.

Изменяющуюся часть накладных расходов строительства исчисляют как сумму накладных расходов с учетом трудоемкости монтажа и соответственного расхода зарплаты, а также себестоимости конструкций «в деле» согласно утвержденным показателям.

Расчетную производственную себестоимость конструкции на стадии проектирования определяют как сумму слагаемых

$$C_{с.к} = C_{б.н} + C_{ст} + C_a + C_n + C_d + C_y + C_{н.н} + C_{ф} + C_o + C_{п} + C_{з.г.} \quad (9.4)$$

где $C_{б.н}$ — суммарная стоимость бетонной смеси; $C_{ст}$ — суммарная стоимость стали всех видов, расходуемой на изделие, включая закладные детали; C_a — суммарные затраты на изготовление арматурных изделий из ненапрягаемой арматуры (сеток, каркасов, отдельных стержней, монтажных петель); C_n — суммарные затраты на изготовление арматурных изделий из предварительно напрягаемой арматуры (стержней, канатов и т. п.); C_d — затраты на изготовление закладных деталей из фасонной, листовой и круглой прокатной стали; C_y — стоимость укладки элементов ненапрягаемой арматуры и закладных деталей в формы; $C_{н.н}$ — стоимость комплекса работ по натяжению напрягаемой арматуры; $C_{ф}$ — стоимость формования изделия; C_o — затраты на содержание и эксплуатацию форм для данного изделия; $C_{п}$ — стоимость пара для тепловой обработки изделия; $C_{з.г.}$ — суммарная стоимость операций по повышению заводской готовности (укрупнительная сборка, отделка и т. п.).

Определение расчетной производственной себестоимости конструкции необходимо для ориентировочной технико-экономической оценки данной запроектированной конструкции или для установления конструкции с такими параметрами, которые обуславливают ее минимальную себестоимость.

В зависимости (9.4) все слагаемые, кроме последнего, вычисляют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} C_{б.н} &= B_n k_B C_B; & C_{с.т} &= \Sigma V_a (н.д) K_{с.т} (C_{с.т}/1000); \\ C_a &= \Sigma V_a (1) (C_a/1000); & C_n &= V_n (C_n/1000); \\ C_d &= \Sigma V_d (1) (C_d/1000); \\ C_y &= (V_a + V_d) (C_y/1000); \\ C_{н.н} &= V_n (C_{н.н}/1000); \\ C_{ф} &= B_n C_{ф}; & C_o &= B_n C_o; \\ C_{п} &= B_n C_{п1}, \end{aligned} \right\} \quad (9.5)$$

где B_n — объем бетона конструкции в плотном теле, m^3 , V_a (н.д.) — масса стали данного класса диаметра, вида, размера по спецификации к рабочим чертежам конструкции, кг; $V_a(1)$ — масса каждого арматурного изделия из ненапрягаемой арматуры по видам (сетки, каркасы, монтажные петли) и группам значений массы, кг; B_n — масса напрягаемой арматуры по классам, кг; $V_d(1)$ — масса каждого вида закладных деталей, кг; V_a — общая масса ненапрягаемой арматуры в конструкции, кг; V_d — общая масса закладных деталей в конструкции, кг; $C_b, C_{ст}, C_n, C_d$ — стоимость, руб., соответственно: $1 m^3$ бетонной смеси (в зависимости от вида и класса бетона, крупности заполнителя, подвижности бетонной смеси, отпускной прочности изделий), $1 t$ стали франко-склад металла предприятия сборного железобетона (в зависимости от класса, диаметра, профиля и назначения), изготовления $1 t$ арматурных изделий из ненапрягаемой арматуры (по их видам и группам значений массы); то же, напрягаемой арматуры; то же, закладных деталей; $C_y, C_{н.н}, C_f, C_o, C_n$ — стоимость, руб., соответственно: укладки $1 t$ ненапрягаемой арматуры и закладных деталей в форму, натяжения $1 t$ напрягаемой арматуры (по классам, видам, способам натяжения), формирования $1 m^3$ бетона в плотном теле, содержания форм (в расчете на $1 m^3$ бетона в плотном теле), пара на тепловую обработку $1 m^3$ бетона изделия в плотном теле; k_b — коэффициент расхода бетонной смеси, учитывающий вытеснение части бетона арматурой, потери и отходы бетонной смеси в процессе укладки; $k_{ст}$ — коэффициент, учитывающий отходы стали при изготовлении арматурных изделий и закладных деталей.

Цены на строительные рабочие операции, материалы, полуфабрикаты, изделия принимают по действующим официальным справочным изделиям.

9.2. Проектирование железобетонных элементов минимальной стоимости

Раскрыв слагаемые в зависимости (9.4), используя выражения (9.5), устанавливают, что расчетная производственная себестоимость элемента конструкции является функцией следующих факторов: A — геометрических данных о поперечном сечении и его армировании (высота и ширина ребра и полок поперечного сечения, площадь сечения арматуры); S — данных о рабочей арматуре (класс, марка, вид арматурной стали); B — класса бетона; L — длины элемента; V — стоимостных характеристик бетона и арматуры; T_c — технологических методов монтажа (включая транспортирование), т. е.

$$C = \varphi(A, S, B, L, V, T_c, T_T). \quad (9.6)$$

Факторы L, V можно рассматривать как неварьируемые. Факторы T_c и T_T — в общем случае варьируемые; во многих случаях вследствие малочисленности вариан-

тов их можно также рассматривать как заданные, принимаемые на основании практики, в соответствии с видом и маркой арматуры и классом бетона, а также типом элемента и конструкции. В случае же варьирования T_c или T_T стоимость C необходимо устанавливать для каждого варианта изготовления или монтажа (здесь не имеется в виду выбор оптимальной технологии или оптимального способа монтажа, что должно выполняться особо).

Факторы A , S , B являются варьируемыми. При этом вид бетона (тяжелый, легкий) должен быть задан; если же он варьируется, то стоимость C определяют для обоих вариантов самостоятельно. Факторы A , S , B связаны с требованиями строительных норм и правил проектирования железобетонных конструкций с учетом недопущения в элементе при эксплуатации, изготовлении и монтаже предельных состояний:

первой группы, согласно условиям

$$M \leq M_u; \quad Q \leq Q_u; \quad N \leq N_u; \quad (9.7)$$

второй группы, согласно условиям

$$\left. \begin{aligned} M &\leq M_{u,ser}; \quad N \leq N_{u,ser} \sigma_{mt} \leq R_{btser}; \\ f/l &\leq [f/l]_u; \quad a_{crc} \leq a_{crc,u}. \end{aligned} \right\} \quad (9.8)$$

В этих выражениях в левой части находятся величины, определяемые расчетными или нормативными значениями нагрузок, длиной элемента, условиями опирания и др.; в правой части — показатели несущей способности элемента (по моменту, продольной и поперечной силам) или его трещиностойкости, или же допускаемые нормами ограничения относительного прогиба и ширины раскрытия трещин.

Опытом проектирования установлены некоторые дополнительные ограничения по условиям конструирования:

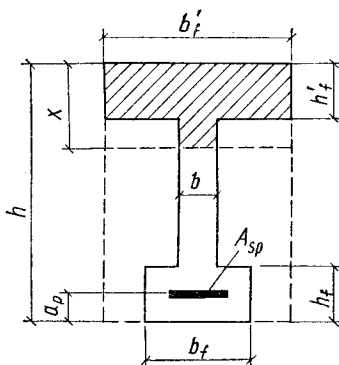
$$\left. \begin{aligned} x/h_0 &\leq \xi_R; \quad Q \leq 0,3R_b \varphi_{w1} \varphi_{b1} b h_0; \\ \mu_{\min} &\leq \mu \leq M_{\max}, \end{aligned} \right\} \quad (9.9)$$

а также по условию интенсивности предварительного напряжения арматуры и обжатия бетона

$$\sigma_{sp,\min} \leq \sigma_{sp} \leq \sigma_{sp,\max}; \quad \sigma_{bp} \leq \sigma_{b,\max}. \quad (9.10)$$

Подстановка условий (9.7) и (9.8) в зависимость (9.6) приводит к весьма громоздкому математическому выражению, минимизация которого в общем виде по

Рис. 9.1. Схема двутаврового сечения предварительно напряженного изгибаемого элемента



независимым переменным практически невыполнима. Задача о минимальной стоимости элемента может быть решена численным методом посредством анализа стоимости, вычисленной по зависимостям (9.6)...(9.8) с учетом условий (9.9) и (9.10) при дискретных значениях независимых переменных.

Для изгибаемых элементов двутаврового профиля (рис. 9.1) постоянного сечения по длине с заданными расчетной схемой и нагрузкой раскрытие выражения (9.6) с учетом условий (9.7)...(9.10) приводит к зависимости, в которой стоимость представляется функцией только четырех независимых переменных:

$$C = \varphi (h, b'_f, S, B). \quad (9.11)$$

Остальные параметры двутаврового сечения h'_f , h_f , b , b_f , A_{sp} , σ_{sp} связаны с ними функционально условиями (9.7) и (9.8), что нетрудно доказать. Так, конструктивная продольная арматура предварительно напряженных элементов практически почти не зависит от размеров сечения. В составе поперечного сечения (см. рис. 9.1) она может быть опущена как постоянная величина, не влияющая на оптимальное решение.

Анализ условия прочности по нормальному сечению изгибаемых элементов двутаврового поперечного сечения убеждает, что наиболее экономичным является сечение, в котором высота сжатой полки h'_f равна высоте сжатой зоны. В соответствии с выражением (3.27), учитывая, что в нем вместо $R_s A_s$ должно быть взято $\gamma_{s6} R_s A_{sp}$,

высота сжатой полки определяется выражением

$$h'_s = x = \gamma_{s,6} R_s A_{s,p} / b'_f R_b. \quad (9.12)$$

Очевидно, она не может быть менее практически допустимой в конструкции.

С учетом $h_f = x$ требуемое сечение предварительно напрягаемой арматуры при рабочей высоте сечения $h_0 = h - a_p$ может быть вычислено как

$$A_{s,p} = M / \gamma_{s,6} R_s (h - a_p - 0,5h'_f). \quad (9.13)$$

Степень предварительного напряжения арматуры определяется требованиями трещиностойкости элемента; она составляет некоторую долю от R_s .

Ширину ребра b обычно принимают 60...80 мм как минимально возможную по условию технологии изготовления. Условие прочности по наклонному сечению (по Q) связывает ширину, согласно формуле (3.86) с рабочей высотой сечения h_0 , классом бетона B и интенсивностью поперечного армирования.

Размеры сечения растянутой полки b_f и h_f могут быть установлены из условия прочности этой части сечения на сжатие в процессе предварительного обжатия элемента, они зависят от переменных S и B .

Таким образом, убеждаемся, что по условиям прочности элемента параметры двутаврового сечения h'_f , h_f , b , b_f , A_p , σ_{sp} действительно зависят от переменных величин h , b_f , S , B .

Анализ трещиностойкости и жесткости элемента по условиям (9.8) (для сокращения текста опущен) показывает, что и здесь параметры h , b'_f , S , B остаются независимыми переменными, а прочие параметры связаны с ними функционально. Учет условий прочности и жесткости элемента при транспортировании и монтаже этого вывода не изменяет.

При решении задачи об оптимизации элемента по стоимости, согласно функции (9.11), сначала фиксируют совокупность данных для первого варианта выбора арматуры S_1 (класс; марку; способ натяжения; прочностные, деформативные и стоимостные характеристики); затем, задаваясь поочередно комплексами данных, отвечающих классам бетона B_1 , B_2 , B_3 , ..., в каждом случае komponуют элемент двутаврового поперечного сечения, удовлетворяющий всем указанным выше условиям,

и вычисляют его расчетную себестоимость C в зависимости от высоты сечения h для ряда фиксированных размеров ширины сжатой полки $(b'_f)_1, (b'_f)_2, (b'_f)_3, \dots$. При этом значения h и b'_f перебирают в определенной последовательности с некоторым шагом, пока не выявляется минимум стоимости. Результаты вычислений могут быть представлены графически. На *рис. 9.2, а* показаны такие зависимости и на графиках отмечены огибающие $C(S_1; B_1), C(S_1; B_2), C(S_1; B_3)$, образующиеся из участков кривых, принадлежащих зависимостям при частных значениях $(b'_f)_1, (b'_f)_2, (b'_f)_3, \dots$

Затем принимают другую совокупность данных для второго варианта выбора арматуры S_2 и, проведя аналогичные вычисления, получают огибающие $C(S_2; B_1), C(S_2; B_2), C(S_3; B_3)$ (*рис. 9.2, б*). Далее могут быть рассмотрены третий вариант и последующие.

Сопоставление полученных огибающих (*рис. 9.3*) позволяет установить наименьшую расчетную себестоимость элемента C_{est} и отвечающие этому оптимальные значения $b'_{f,est}, h_{est}, S_{est}, B_{est}$, соответствующие точке E_0 .

Если при реализации результатов решения по какой-либо причине необходимо отступить от оптимальных значений, то по графикам *рис. 9.3* можно определить удорожание элемента в сравнении с его наименьшей стоимостью.

Например, для рассчитываемого элемента найдена его минимальная стоимость C_{est} и соответствующие ей значения высоты элемента h_{est} , а также $b'_{f,est}, S_{est}, B_{est}$ (см. точку E_0 на объемлющем графике на *рис. 9.3*). По производственным условиям принят ближайший унифицированный размер высоты сечения h_{E1} . Этой высоте на графике соответствует точка E_1 и себестоимость элемента C_{E1} . Удорожание элемента составляет $C_{E1} - C_{est}$.

Удовлетворение многочисленным требованиям норм и правил по проектированию (СНиП), предъявляемым к железобетонным конструкциям, делает задачу по отысканию оптимального решения весьма сложной. При наличии ЭВМ она практически выполнима. В настоящее время разработаны алгоритмы решений и программы операций для ЭВМ, свободные от грубых упрощений, учитывающие конструктивные условия (9.9) и (9.10), а также требования СНиПа: прочность; трещиностой-

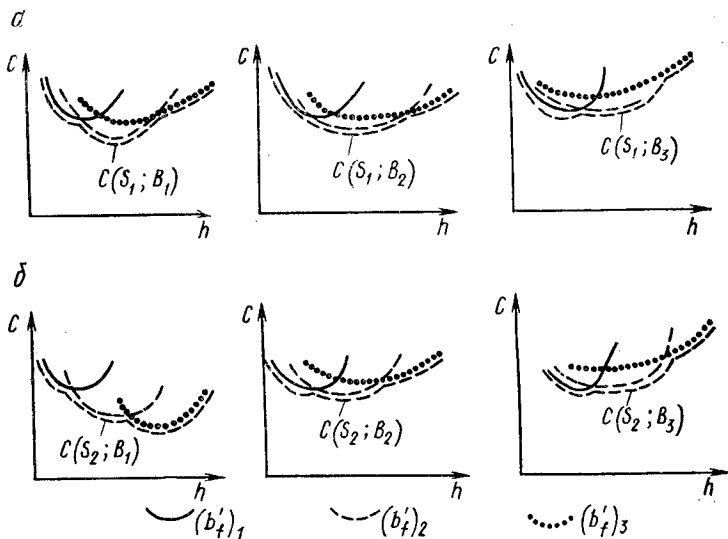


Рис. 9.2. Зависимость стоимости элемента от размеров поперечного сечения h и b'_f , а также от прочностных, деформативных и стоимостных показателей бетона классов B_1, B_2, B_3
 а — при данных для арматуры S_1 ; б — то же для арматуры S_2

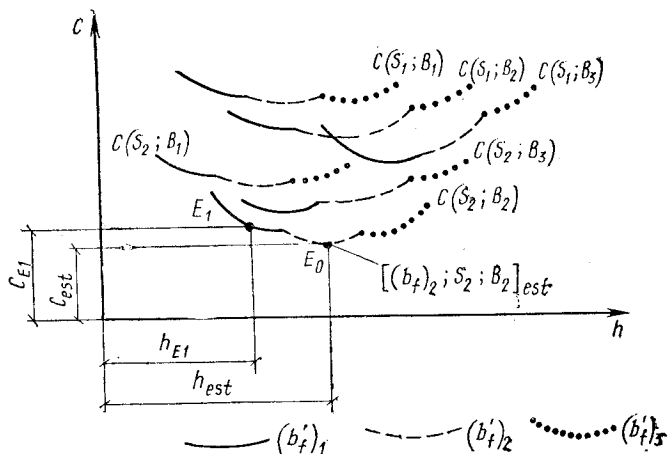


Рис. 9.3. Определение оптимальных величин h_{est} , h_{fest} , S_{est} , B_{est} по минимальному значению стоимости элемента C_{est}

кость; жесткость элементов при действии нагрузок, возможных в периоды эксплуатации, изготовления и монтажа. Имеются также упрощенные алгоритмы и программы для ЭВМ, отвечающие не всем требованиям СНиПа, а лишь их части.

Если в задаче об оптимизации элемента сохранить важнейшие требования СНиПа (прочность по нормальным сечениям, жесткость, трещиностойкость), то она доступна для решения вручную, без ЭВМ. В этом случае целесообразно применять готовые формулы, полученные аналитическим методом; элементы затем должны быть откорректированы по требованиям СНиПа, не учтенным решением.

Аналогично можно решить задачи оптимизации элементов по другим признакам: минимальной трудоемкости, минимальной массе, ограниченному расходу дефицитных материалов. Для сжатых и растянутых элементов описанная методика решения сохраняется.

Здесь изложен вариантно-аналитический метод решений, который благодаря выявлению небольшого числа независимых переменных обуславливает экономию вычислительных операций (машинного времени) и простоту анализа результатов.

Результаты по определению расчетной минимальной себестоимости элементов C_{est} (см. рис. 9.3) используют для определения расчетной минимальной себестоимости конструкций, образуемых из этих элементов, с учетом требований унификации и возможных отклонений от C_{est} по признаку минимального суммарного удорожания стоимости всех элементов в конструкции. После этого может быть установлена расчетная стоимость конструкции в деле $C_{к.д}$ по формуле (9.2).

Стоимость транспортирования конструкции C_T в формуле (9.2) в соответствии с заданными условиями может не варьироваться или же варьироваться самостоятельно в зависимости от дальности расстояния перевозки от завода-изготовителя до места строительства и вида транспорта (автомобильный, железнодорожный или иной). Если возможны сопоставимые варианты заводоизготовителей с разной технологией изготовления [разные факторы T_c в формуле (9.6)], то варьирование C_T и C_k выполняют во взаимной увязке.

Стоимость монтажа C_m в формуле (9.2) может варьироваться также самостоятельно, но если методы мон-

тажа заметно влияют на факторы T_c в формуле (9.6), то варьирование C_m следует вести совместно с C_k .

Стоимость транспортирования конструкции C_T и стоимость ее монтажа C_m можно считать независимыми друг от друга.

При многократном применении конструкций определение минимальной себестоимости их элементов усложняется при удовлетворении ограниченному числу требований СНиПа (с проверкой по остальным требованиям и необходимой корректировкой). При многократном применении конструкций минимальной стоимости их элементов необходимо определять с учетом всех требований СНиПа.

Контрольные вопросы для самостоятельной проработки материала главы 9

1. Из каких составных частей складывается расчетная производственная себестоимость конструкции на стадии проектирования?

2. Какие конструктивные факторы определяют стоимость конструкции?

3. Каков принцип проектирования конструкций минимальной стоимости?

Часть II. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ ЗДАНИЙ И СООРУЖЕНИЙ

ГЛАВА 10. ОБЩИЕ ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ

10.1. Принципы компоновки железобетонных конструкций

10.1.1. Конструктивные схемы

Конструкции промышленных и гражданских зданий состоят из отдельных элементов, связанных в единую систему. Отдельные элементы зданий — плиты и балки перекрытий, колонны, стены и др. — должны обладать прочностью и устойчивостью, достаточной жесткостью, трещиностойкостью и участвовать в общей работе зда-

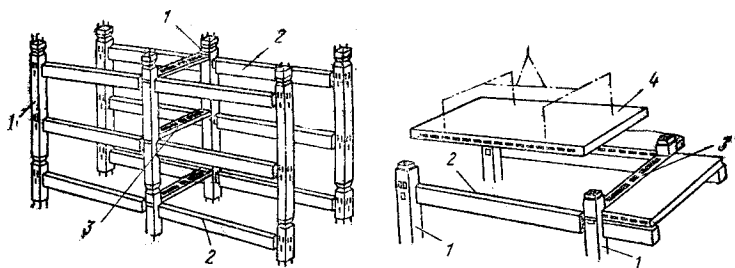


Рис. 10.1. Железобетонный каркас многоэтажного здания
 1 — колонна; 2 — ригель; 3 — распорка; 4 — плита перекрытия

ния. При загрузении одного из элементов здания в работу включаются и другие элементы, происходит работа пространственной системы. Здание в целом должно надежно сопротивляться деформированию в горизонтальном направлении под влиянием различных нагрузок и воздействий, т. е. должно обладать достаточной пространственной жесткостью. Учет пространственной работы зданий приводит к более экономичным конструктивным решениям.

Конструктивные схемы зданий, удовлетворяющие изложенным требованиям, могут быть каркасными и панельными (бескаркасными), многоэтажными и одноэтажными. Каркас многоэтажного здания образуют основные вертикальные и горизонтальные элементы — колонны и ригели (рис. 10.1). Каркас одноэтажного здания образуют колонны, заделанные в фундамент, и ригели, шарнирно или жестко соединенные с колоннами. В каркасном здании горизонтальные воздействия (ветровые, сейсмические и т. п.) могут восприниматься совместно каркасом и вертикальными связевыми диафрагмами, соединенными перекрытиями в единую пространственную систему, или же при отсутствии вертикальных диафрагм только каркасом как рамной конструкцией. В многоэтажном панельном здании горизонтальные воздействия воспринимаются совместно поперечными и продольными стенами, также соединенными перекрытиями в пространственную систему.

Железобетонные конструкции при всех возможных конструктивных схемах зданий должны быть индустриальными и экономичными. Их проектируют так, чтобы максимально использовать машины и механизмы при

изготовлении и монтаже зданий и свести к минимуму затраты ручного труда и расход строительных материалов. В наибольшей степени этим требованиям отвечают сборные железобетонные конструкции заводского изготовления.

10.1.2. Деформационные швы

С изменением температуры железобетонные конструкции деформируются — укорачиваются или удлиняются; вследствие усадки бетона — укорачиваются. При неравномерной осадке основания части конструкций взаимно смещаются в вертикальном направлении.

В большинстве случаев железобетонные конструкции представляют собой статически неопределимые системы и поэтому от изменения температуры, усадки бетона, а также от неравномерной осадки фундаментов в них возникают дополнительные усилия, что может привести к появлению трещин или к разрушению части конструкции.

Чтобы уменьшить усилия от температуры и усадки, железобетонные конструкции делят по длине и ширине температурно-усадочными швами на отдельные части — деформационные блоки. Если расстояние между такими швами при температуре выше минус 40 °С не превышает пределов, указанных в табл. 10.1, то конструкции

10.1. Наибольшее допустимое расстояние между температурно-усадочными швами в железобетонных конструкциях, м

Вид конструкции	Внутри отапливаемых зданий и в грунте	В открытых сооружениях и в неотапливаемых зданиях
Сборная каркасная	60	40
» сплошная	50	30
Монолитная и сборно-монолитная каркасная	50	30
То же, сплошные	40	25

без предварительного напряжения, а также предварительно напряженные, к трещиностойкости которых предъявляют требования 3-й категории, на температуру и усадку можно не рассчитывать.

Расстояния между температурными швами, указанные в табл. 10.1, допустимы при расположении верти-

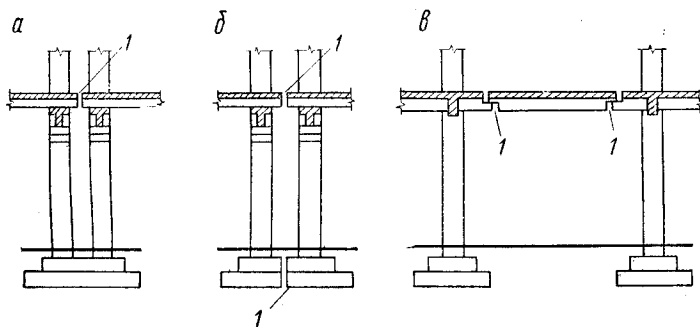


Рис. 10.2. Деформационные швы

а — температурный шов на парных колоннах; б — осадочный шов на парных колоннах; в — осадочный шов с вкладным пролетом; 1 — шов

кальных связей каркасных зданий в середине деформационного блока. Если же связи расположены по его краям, то работа здания при температурно-усадочных деформациях приближается по характеру к работе сплошных конструкций.

Для железобетонных конструкций одноэтажных каркасных зданий допускается увеличение расстояния между температурно-усадочными швами на 20 % сверх значений, указанных в табл. 10.1.

Температурно-усадочные швы выполняют в наземной части здания — от кровли до верха фундамента, разделяя при этом перекрытия и стены. Ширина температурно-усадочных швов обычно составляет 20...30 мм, она уточняется расчетом в зависимости от длины температурного блока и температурного перепада. Наиболее четкий температурно-усадочный шов конструкции создают устройством парных колонн и парных балок по ним (рис. 10.2. а).

Осадочные швы, служащие одновременно и температурно-усадочными, устраивают между частями зданий разной высоты или в зданиях, возводимых на участке с разнородными грунтами; такими швами делят и фундаменты (рис. 10.2, б). В ряде случаев осадочные швы устраивают с помощью вкладного пролета из плит и балок (рис. 10.2, в). Осадочный шов служит одновременно и температурно-усадочным швом здания.

10.2. Принципы проектирования сборных элементов

10.2.1. Типизация сборных элементов

Производство сборных железобетонных элементов наиболее эффективно в том случае, когда на заводе изготовляют серии однотипных элементов. Технологический процесс при этом совершенствуется, снижается трудоемкость изготовления и стоимость изделий, улучшается их качество. Отсюда вытекает важнейшее требование, чтобы число типов элементов в здании было ограниченным, а применение их — массовым (для возможно большего числа зданий различного назначения).

С этой целью элементы типизируют, т. е. для каждого конструктивного элемента здания отбирают наиболее рациональный, проверенный на практике, тип конструкции с наилучшими по сравнению с другими решениями технико-экономическими показателями (расход материалов, масса, трудоемкость изготовления и монтажа, стоимость). Выбранный таким образом тип элемента принимают для массового изготовления.

Опыт типизации показывает, что для изгибаемых элементов, например панелей перекрытий, целесообразно при изменении их длины или действующей нагрузки сохранять размеры поперечного сечения, увеличивая лишь сечение арматуры. Для балок покрытий, длина которых и значения нагрузок меняются в большом диапазоне, рекомендуется менять и размеры сечения, и армирование. Для колонн многоэтажных гражданских зданий (а в ряде случаев и промышленных) следует сохранять неизменными размеры поперечных сечений и изменять по этажам здания лишь сечение арматуры и в необходимых случаях класс бетона. При этом несмотря на некоторый излишний расход бетона в колоннах верхних этажей общая стоимость конструкции снижается благодаря многократному использованию форм, унификации арматурных каркасов. Кроме того, при постоянных размерах сечения колонн по этажам соблюдается однотипность балок перекрытий, опирающихся на колонны.

В результате работы по типизации составлены каталоги сборных железобетонных элементов, которыми руководствуются при проектировании различных зданий.

По мере развития техники и накопления опыта типовые элементы совершенствуют, создают новые, более эффективные, поэтому каталоги время от времени обновляют.

10.2.2. Унификация размеров и конструктивных схем зданий

Чтобы одни и те же типовые элементы можно было широко применять в различных зданиях, расстояние между колоннами в плане, (сетку колонн) и высоту этажей унифицируют, т.е. приводят к ограниченному числу размеров. Основой унификации служит единая модульная система, предусматривающая градацию размеров на базе модуля 100 мм или укрупненного модуля, кратного 100 мм.

Для одноэтажных промышленных зданий с мостовыми кранами расстояние между разбивочными осями в продольном направлении (шаг колонн) принято равным 6 или 12 м, а между разбивочными осями в поперечном направлении (пролеты здания) — кратным укрупненному модулю 6 м, т.е. 18, 24, 30 м и т.д. (рис. 10.3, а). Высота от пола до низа основной несущей конструкции принята кратной модулю 1,2 м, например 10,8; 12 м и т.д. до 18 м.

Для многоэтажных промышленных зданий унифицированной является сетка колонн 9×6 , 12×6 м под временные нормативные нагрузки на перекрытия 5, 10 и 15 кН/м² и сетка колонн 6×6 м под временные нормативные нагрузки 10, 15, 20 кН/м². Высоту этажей принимают кратной укрупненному модулю 1,2 м, например 3,6; 4,8; 6 м (рис. 10.3, б).

В гражданских зданиях укрупненным модулем для сетки осей является размер 0,2 м. Расстояние между осями сетки в продольном и поперечном направлениях назначают от 2,8 до 6,8 м, высоту этажей — от 3 до 4,8 м, т.е. кратную модулю 0,3 м.

На основе унифицированных размеров оказалось возможным все многообразие объемно-планировочных решений зданий свести к ограниченному числу унифицированных конструктивных схем, т.е. схем, где решение каркаса здания и его узлов однотипно. Все это позволило создать типовые проекты зданий для массового применения в строительстве.

Предусмотрено три категории размеров типовых эле-

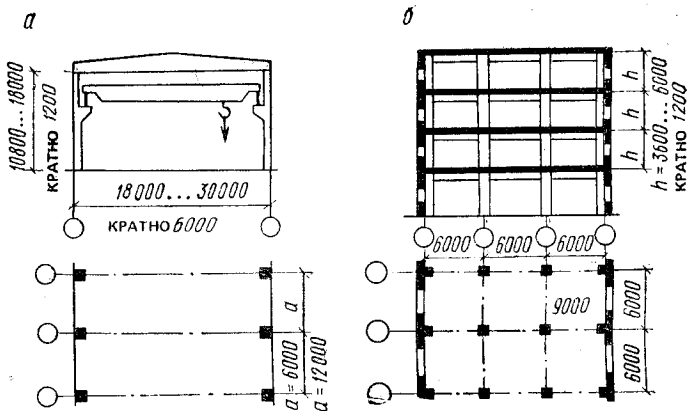


Рис. 10.3. Унифицированные размеры промышленных зданий
 а — одноэтажных; б — многоэтажных

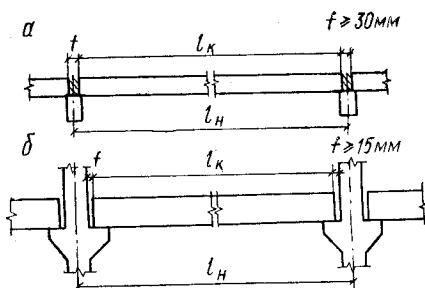


Рис. 10.4. Номинальные и конструктивные размеры сборных элементов

а — панелей; б — ригелей;
 f — зазор; l_k — конструктивная длина; l_n — номинальная длина

ментов зданий: номинальные, конструктивные и натурные. Номинальные размеры — расстояния между разбивочными осями здания в плане. Например, плита покрытия при шаге колонн 6 м имеет номинальную длину 6 м. Конструктивные размеры отличаются от номинальных на размер швов и зазоров. Например, плита покрытия при номинальной длине 6000 мм имеет конструктивный размер 5970 мм, т.е. зазор составляет 30 мм (рис. 10.4). Размер зазоров зависит от условий и методов монтажа и должен допускать удобную сборку элементов и в необходимых случаях заливку швов раствором. В последнем случае зазор принимают не менее 30 мм. *Натурные размеры* элемента — фактические раз-

меры, которые в зависимости от точности изготовления могут отличаться от конструктивных размеров на некоторую величину, называемую допуском (3...10 мм). Нормированные допуски учитывают при назначении конструктивных размеров элементов вместе с необходимыми зазорами в швах и стыках.

10.2.3. Укрупнение элементов

Сборные железобетонные элементы конструкций зданий в процессе проектирования необходимо укрупнять. При монтаже зданий из укрупненных элементов сокращается число монтажных операций по их подъему и установке, уменьшается число стыковых сопряжений, выполняемых во время монтажа, повышается степень заводской готовности элементов, а следовательно, уменьшается объем отделочных работ на площадке. Так, для гражданских зданий рационально панели перекрытий выполнять размером на комнату, панели стен — высотой в этаж и шириной на комнату. Для покрытий промышленных зданий удобно применять крупнопанельные плиты, укладываемые непосредственно по фермам (беспроегонное покрытие). Возможности укрупнения элементов определяются их предельной массой и предельными габаритами, устанавливаемыми исходя из грузоподъемности монтажных механизмов, транспортных средств, а также способов перевозки. Для лучшего использования монтажных кранов элементы здания должны быть по возможности равной массы, соответствующей максимальной грузоподъемности монтажного крана. Длина сборных элементов по условиям перевозки автомобильным или железнодорожным транспортом может быть до 24 м.

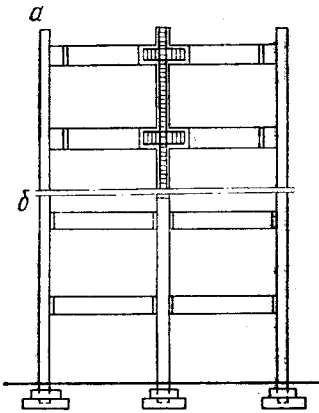
Поскольку степень укрупнения элементов в некоторых случаях ограничивается предельно допустимой их массой, целесообразно создавать конструкции с облегченной формой сечения, тонкостенные, пустотные и т. п., применять бетон высокого класса и высокопрочную арматуру. Рационально проектировать конструкции из бетонов на легких заполнителях.

10.2.4. Технологичность сборных элементов

Технологичными называют элементы, конструкция которых допускает их массовое изготовление на заводе

Рис. 10.5. Членение многоэтажной рамы на сборные элементы

а — с выносными консолями колонн; *б* — прямолнейные



или полигоне с использованием высокопроизводительных машин и механизмов без трудоемких ручных операций, т.е. конструкция технологичных элементов должна быть увязана с технологией их изготовления. Например, каркас многоэтажного здания можно расчленить на отдельные элементы, разрезая ригели в местах, где изгибающие моменты имеют наименьшее значение (рис. 10.5, а). При этом габаритная ширина изделия включает консоли, вылет которых в несколько раз превышает размер колонны. В условиях конвейерного и поточно-агрегатного способа производства колонна со значительными консольными выступами нетехнологична, так как по ширине вагонетки конвейера может разместиться лишь одна колонна, в связи с чем резко уменьшается выпуск готовой продукции. Членение каркаса многоэтажного здания на прямолнейные элементы делает их более технологичными для конвейерного и поточно-агрегатного способа производства (рис. 10.5, б). Хотя в этом случае в местах разрезов изгибающие моменты и поперечные силы резко возрастают, что требует большого внимания к качеству работ на монтаже, все же такое решение позволяет значительно повысить производительность заводов при изготовлении элементов каркаса и поэтому принято как типовое. В условиях стендового способа производства и на построечных полигонах колонны с выступающими консолями могут быть изготовлены сравнительно просто; в этом случае они будут технологичными,

Не менее важно для технологичности изготовления элементов соответствующее конструирование арматуры и стальных закладных деталей.

Сборные элементы должны быть технологичными также и при монтаже; необходимо, чтобы их конструкция допускала удобную установку, закрепление в проектном положении и быстрое освобождение крюка монтажного крана. Членение конструкции на сборные элементы в ряде случаев обусловлено требованиями технологичности монтажа. Например, колонны каркаса многоэтажного здания для удобства монтажа соединяют на высоте 800...1000 мм от уровня перекрытия.

Конструкции стыков сборных элементов проектируют с учетом обеспечения их прочности, а также требований технологичности монтажа. Объем монтажной сварки должен быть сравнительно небольшим, работы по замоноличиванию стыков — не трудоемкими.

В элементах сборных железобетонных конструкций необходимо предусматривать устройства для их подъема при транспортировании и монтаже — монтажные петли, специальные строповочные отверстия и т. п. Для устройства монтажных петель применяют только горячекатаную арматурную сталь с площадкой текучести, имеющую наилучшее сопротивление динамическим усилиям при подъеме, класса А-II марки 10ГТ и класса А-I марки ВСтЗсп2. Прочность сечения петель проверяют расчетом.

10.2.5. Расчетные схемы сборных элементов в процессе транспортирования и монтажа

Элементы сборных конструкций при подъеме, транспортировании и монтаже испытывают нагрузку от собственного веса; при этом расчетные схемы элементов могут существенно отличаться от расчетных схем их в проектном положении. Сечение элементов, запроектированное на восприятие усилий в проектном положении, в ряде случаев может оказаться недостаточным для процессов транспортирования и монтажа. В связи с этим необходимо расчетные схемы элементов назначать так, чтобы усилия, возникающие при транспортировании и монтаже, были возможно меньше. Для этого устанавливают соответствующее расположение монтажных петель, строповочных отверстий, мест опирания и показывают его на рабочих чертежах элементов.

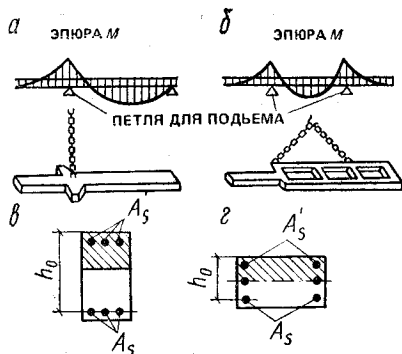


Рис. 10.6. Расчетные схемы сборных колонн в процессе монтажа

а — при подъеме за одну петлю; *б* — при подъеме за две петли; *в* — большая сторона сечения в плоскости изгиба при подъеме; *з* — меньшая сторона сечения в плоскости изгиба при подъеме

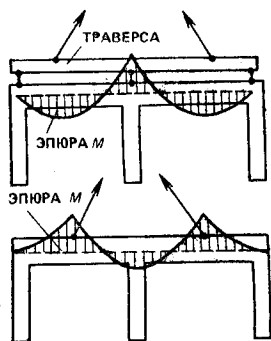


Рис. 10.7. Расчетные схемы сборной рамы в процессе монтажа

Элементы следует рассчитывать на нагрузку от веса элемента, вводя коэффициент динамичности: при транспортировании — 1,6, при подъеме и монтаже — 1,4. Коэффициент надежности в этом расчете принимают $\gamma_f = 1$. Нормы допускают снижение коэффициента динамичности до 1,25, если это подтверждено опытом применения таких конструкций.

Наиболее характерным примером элемента сборной конструкции, расчетная схема которого при транспортировании и монтаже существенно отличается от расчетной схемы в проектном положении, является колонна (рис. 10.6). В этом примере колонна испытывает изгиб вместо сжатия, меняются положение сжатой зоны сечения, положение сжатой и растянутой арматуры. Чтобы получить более благоприятную расчетную схему колонны на монтаже, целесообразно переместить монтажные петли от концов к середине, тогда при подъеме колонна работает как балка с консолями и изгибающие моменты, возникающие на монтаже, уменьшаются.

Выбор рациональной расчетной схемы двухпролетной рамы на монтаже ясен из анализа возможного расположения мест захвата при ее подъеме (рис. 10.7). Применяя траверсу, можно захватить раму за ее узлы, и тогда знаки изгибающих моментов в ригелях сохраняются такими же, как и в рабочем положении, а потому

прочность рамы в процессе монтажа будет обеспечена без дополнительного армирования. Если же захватить раму без траверсы непосредственно в двух точках за ригели, то характер эпюры моментов изменится: в середине пролета ригеля возникнут отрицательные моменты и потребуется дополнительное армирование, не используемое в проектом положении.

Элементы с сечениями значительной высоты и относительно малой ширины (высокие балки, фермы, стеновые панели и т. п.) транспортируют обычно в рабочем положении — «на ребро», поскольку их несущая способность в горизонтальном положении мала и перечисленные меры по изменению расчетной схемы на монтаже не эффективны.

При проектировании сборных железобетонных конструкций необходимо:

устанавливать помимо класса бетона отпускную прочность элементов заводского изготовления, т. е. кубиковую прочность бетона, при которой допускается транспортирование и монтаж элементов;

предусматривать конструктивные меры, чтобы обеспечить устойчивость отдельных элементов и всего здания в процессе монтажа, а также выполнение ряда требований охраны труда.

10.2.6. Стыки и концевые участки элементов сборных конструкций

Сборные конструкции зданий, смонтированные из отдельных элементов, работают совместно под нагрузкой благодаря стыкам и соединениям, обеспечивающим их надежную связь. Стыки и соединения сборных конструкций классифицируют по функциональному признаку (в зависимости от назначения соединяемых элементов) и расчетно-конструктивному (в зависимости от вида усилий, действующих на них).

По функциональному признаку различают: стыки колонн с фундаментами, колонн друг с другом, ригелей с колоннами; узлы опирания подкрановых балок, ферм, балок покрытий на колонны; узлы опирания панелей на ригели и т. п.

По расчетно-конструктивному признаку различают стыки: испытывающие сжатие, например стыки колонн; испытывающие растяжения, например стыки растя-

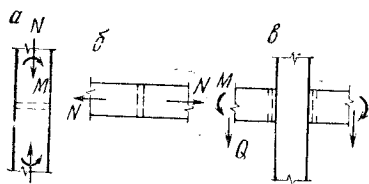


Рис. 10.8. Виды стыков сборных элементов и действующие в них усилия

a — стык колонн; *b* — то же элементов пояса фермы; *в* — то же элементов ригеля с колонной

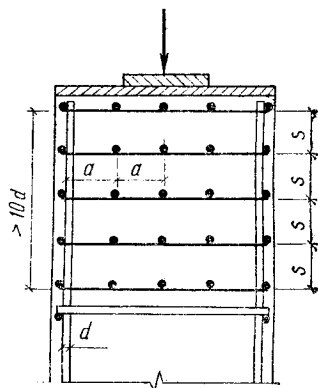


Рис. 10.9. Усилия поперечными сетками концевых участков стыкуемых элементов

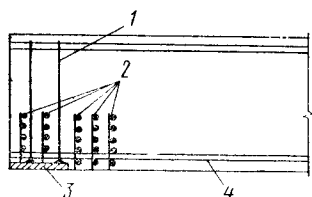


Рис. 10.10. Усилия концевых участков предварительно напряженных элементов

1 — дополнительные поперечные стержни; *2* — сетки косвенного армирования; *3* — стальная закладная деталь; *4* — продольная напрягаемая арматура

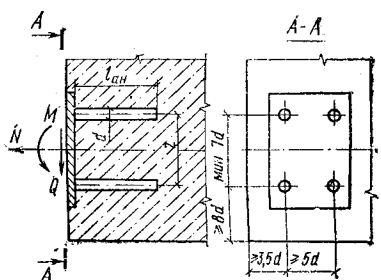


Рис. 10.11. Стальные закладные детали в стыках и соединениях элементов конструкций

нутого пояса фермы; работающие на изгиб с поперечной силой, например в соединении ригеля с колонной (рис. 10.8), и т. п.

В стыках усилия от одного элемента к другому передаются через соединяемую сваркой рабочую арматуру, металлические закладные детали, бетон замоноличивания. Правильно запроектированный стык под действием расчетных нагрузок должен обладать прочностью и жесткостью, неизменяемостью взаимного положения соединяемых элементов и, кроме того, должен быть тех-

нологичным по изготовлению элементов на заводе и по монтажу на площадке. Конструкции стыков и соединений элементов должны обеспечивать быстрое и устойчивое закрепление в рабочем положении всех монтируемых элементов с помощью несложных устройств (кондукторов и т. п.) без применения специальных строповочных приспособлений и в то же время обеспечивать надежную передачу монтажных усилий. Это относится в первую очередь к стыкам колонн, на которые в процессе монтажа передаются нагрузки от веса колонн и вышележащих элементов конструкции.

Зазоры между соединяемыми элементами назначают возможно меньшими. Их обычно определяют доступностью сварки выпусков арматуры, удобством укладки в полости стыка бетонной смеси из условия погашения допусков на изготовление и монтаж. Обычно зазор составляет 50...100 мм и более. При заливке швов раствором, особенно под давлением, зазор может быть минимальным, но не менее 20 мм.

Стальные закладные детали для предотвращения коррозии и обеспечения необходимой огнестойкости элементов покрывают защитным слоем цементного раствора по металлической сетке. С этой целью стальные закладные детали при конструировании втапливают так, чтобы после нанесения защитного слоя на поверхности элементов не было выступов. Там, где это выполнить трудно, предусматривают специальные защитные покрытия. Размеры стальных закладных деталей должны быть минимальными и назначаться из условия размещения сварных швов необходимой длины.

Концевые участки сжатых соединяемых элементов (например, концы сборных колонн) усиливают поперечными сетками косвенного армирования. При соединении продольной рабочей арматуры в зоне стыка усиление поперечными сетками выполняют по расчету. Сетки устанавливают у торца элемента (не менее 4 шт.) на длине не менее $10d$ стержней периодического профиля; при этом шаг сеток s должен быть не менее 60 мм, не более $\frac{1}{3}$ размера меньшей стороны сечения и не более 150 мм (рис. 10.9). Размер ячеек сетки — не менее 45 мм, не более $\frac{1}{4}$ меньшей стороны сечения и не более 100 мм.

В сборных предварительно напряженных элементах необходимо предусматривать местное усиление концевых участков против образования продольных раскалы-

вающих трещин при отпуске натяжения арматуры (рис. 10.10). Для этого устанавливают дополнительную поперечную напрягаемую или ненапрягаемую арматуру с площадью сечения

$$A_s = \varphi P / R_s', \quad (10.1)$$

где $\varphi = 0,15$ — для напрягаемой арматуры, $\varphi = 0,2$ — для ненапрягаемой арматуры конструкций, рассчитываемых на выносливость; P — усилие обжатия с учетом первых потерь; R_s' — расчетное сопротивление дополнительной арматуры.

Дополнительную поперечную ненапрягаемую арматуру устанавливают на всю высоту элемента и приваривают к опорной закладной детали. Кроме того, у торцов предварительно напряженных элементов устанавливают дополнительную косвенную арматуру (коэффициент армирования $\mu = 2\%$) на длине не менее $0,6l_p$ и не менее 200 мм при продольной арматуре, не имеющей анкеров.

В стыках и соединениях сборных железобетонных элементов стальные закладные детали часто проектируют в виде пластинок и приваренных к ним втавр анкеров, испытывающих действие усилий M , N , Q (рис. 10.11). Для расчета анкеров изгибающий момент заменяют парой сил с плечом z и усилия определяют с учетом опытных коэффициентов. Площадь поперечного сечения анкеров наиболее напряженного ряда

$$A_{an} = 1,1 \sqrt{N_{an}^2 + (Q_{an}/\lambda\delta)^2} / R_s'. \quad (10.2)$$

Наибольшее растягивающее усилие в одном ряду анкеров при числе рядов, равном n_{an} :

$$N_{an} = (N/n_{an}) + (M/z); \quad (10.3)$$

наибольшее сжимающее усилие в одном ряду анкеров

$$N'_{an} = (M/z) - \frac{N}{n_{an}}; \quad (10.4)$$

сдвигающее усилие, приходящееся на один ряд анкеров, с учетом влияния силы трения

$$Q_{an} = (Q - 0,3N'_{an}) n_{an}. \quad (10.5)$$

Коэффициенты λ , δ , определяемые для анкерных стержней диаметром $d = 8...25$ мм, площадью сечения одного анкера f_{an} и тяжелого бетона классов В15—В40

$$\lambda = 4,75 \sqrt[3]{R_b} / [(1 + 0,15A_{an}) \sqrt{R_s}] \leq 0,7; \quad (10.6)$$

Рис. 10.12. Закладная пластинка с нахлесточными (1) и нормальными (2) анкерами

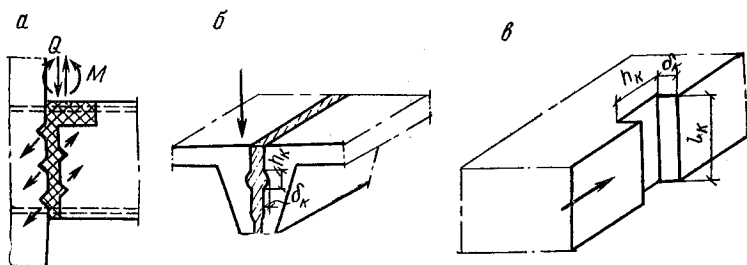
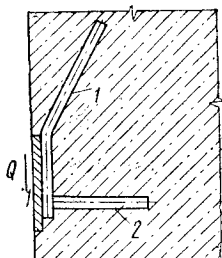


Рис. 10.13. Бетонные шпонки в стыках и соединениях элементов конструкций

а — в стыках ригеля с колонной; б — в соединениях панелей; в — обозначения размеров шпонки

$$\delta = 1/\sqrt{1 + \omega(N'_{an}/Q_{an})}. \quad (10.7)$$

Значения ω принимают при $N'_{an} \geq 0$ — равным 0,3 (имеется прижатие), при $N'_{an} < 0$ — равным 0,6. Длина заделки анкера в бетоне — l_{an} (см. главу 1). Расстояние между осями анкеров см. на рис. 10.11.

Чтобы усилить сопротивление сдвигу и отрыву, к пластинке приваривают нахлесточные анкерные и поперечные ребра (рис. 10.12).

Стыки растянутых элементов выполняют, сваривая выпуски арматуры или стальных закладных деталей, а в предварительно напряженных конструкциях — пропуская через каналы или пазы элементов пучки, канаты или стержни арматуры с последующим натяжением. Сварные стыки растянутых элементов конструируют так, чтобы при передаче усилий не происходило разгибания закладных деталей и накладок, выколов бетона.

Для передачи сдвигающих усилий на поверхности соединяемых элементов устраивают пазы, которые после замоноличивания образуют бетонные шпонки. Применение бетонных шпонок целесообразно в бесконсольных стыках ригелей с колоннами, где их располагают так, чтобы бетон шпонок работал в наклонном сечении на сжатие, в стыках плитных конструкций для повышения жесткости панельных перекрытий в своей плоскости и др. (рис. 10.13).

Размеры бетонных шпонок определяют из условий их прочности

$$\delta_k \geq Q/R_b l_k n_k; \quad (10.8)$$

$$h_k \geq Q/2R_{bt} l_k n_k, \quad (10.9)$$

где Q — сдвигающее усилие или поперечная сила; δ_k , h_k , l_k — глубина, высота и длина шпонки; n_k — число шпонок, вводимое в расчет (при расчете на поперечную силу — не более трех).

При наличии постоянно действующего сжимающего усилия высоту шпонок определяют с учетом разгружающего влияния силы трения по формуле

$$h_k = (Q - 0,7N)/2R_{bt} l_k n_k. \quad (10.10)$$

В стыках и соединениях сцепление бетона сборных элементов с бетоном, укладываемым на монтаже, при соблюдении технологических правил производства работ (очистка бетонных поверхностей, увлажнение их и т. п.), как показывают опыты, оказывается достаточно прочным. Для замоноличивания стыков и соединений рекомендуется использовать инвентарную опалубку, применять подачу бетонной смеси или раствора в полости стыков под давлением, электропрогрев для ускорения твердения (даже при положительных температурах).

В стыках сварку основных рабочих швов выполняют в нижнем и вертикальном положении. При наложении сварных швов в соединяемой арматуре и стальных закладных деталях развивается местная высокая температура и, следовательно, нагревается окружающий бетон. Экспериментальные исследования показали, что под действием нагрева механическая прочность бетона несколько снижается, однако это ослабление носит местный характер и не отражается на несущей способности стыка в целом. Начальные сварочные напряжения (растягивающие в арматуре, сжимающие в бето-

не) при соблюдении технологической последовательности сварки выпусков арматуры также не отражаются на несущей способности стыка.

10.2.7. Техничко-экономическая оценка железобетонных конструкций

Для технико-экономической оценки отдельных элементов и конструкций в целом при проектировании служат следующие показатели: расход арматуры, т, бетона, м³; трудоемкость изготовления и монтажа, чел.-дн.; стоимость, руб. Расчетной единицей измерения служит одна конструкция. Показатели рассчитывают на одну единицу измерения — на 1 м³, или на 1 м², или на 1 м длины и т. д. Основным экономическим показателем железобетонных конструкций является стоимость, которая складывается из стоимости материала и работ по изготовлению и монтажу конструкции, стоимости энергии, топлива и материалов на технологические нужды, а также цеховых и общезаводских расходов, отражающих капиталовложения по организации производства и эксплуатационные расходы предприятия.

При проектировании зданий и сооружений чаще всего применяют вариантный метод сравнения стоимости железобетонных конструкций. При этом методе экономичность железобетонных конструкций оценивают сопоставлением технико-экономических показателей нескольких вариантов конструктивных решений, отвечающих одной и той же программе, одним и тем же требованиям, но отличающихся конструктивной схемой, иногда геометрическими размерами, формой сечения элементов, способами армирования и т. п. Показатели определяют на основе чертежей конструкций, разработанных на той стадии проектирования, на которой сравнивают варианты. Наиболее достоверные показатели можно получить на основании рабочих чертежей конструкций.

Вопросы экономики железобетонных конструкций следует решать совместно с вопросами прочности на протяжении всего процесса проектирования: при выборе объемно-планировочной и конструктивной схемы здания; членении конструкций на сборные элементы; выборе формы и размеров сечения элементов; назначении класса бетона, класса стальной арматуры; установлении способов армирования и т. д.

1. Какие конструктивные схемы деформационных швов в железобетонных конструкциях имеют применение, с какой целью их устраивают?

2. В чем заключается принцип типизации сборных элементов?

3. В чем заключается унификация размеров и конструктивных схем железобетонных конструкций зданий?

4. С какой целью укрупняют элементы заводского изготовления?

5. В чем заключается требование технологичности сборных элементов?

6. Какие можно привести примеры расчетных схем сборных элементов в процессе транспортирования и монтажа?

7. Как классифицируют стыки и соединения сборных элементов?

8. Какие существуют расчетные формулы площади сечения анкеров, приваренных втавр к закладным деталям?

9. Какие могут быть схемы элементов с бетонными шпонками в стыках, передающими сдвигающие усилия? Расчетные формулы прочности шпонок?

10. Каковы принципы технико-экономической оценки железобетонных конструкций в процессе проектирования?

ГЛАВА 11. КОНСТРУКЦИИ ПЛОСКИХ ПЕРЕКРЫТИЙ

11.1. Классификация плоских перекрытий

Железобетонные плоские перекрытия — наиболее распространенные конструкции в промышленных и гражданских зданиях и сооружениях. Их широкому применению в строительстве способствуют высокая индустриальность, экономичность, жесткость, огнестойкость и долговечность.

По конструктивной схеме железобетонные перекрытия могут быть разделены на две основные группы: балочные и безбалочные. Балочными называют перекрытия, в которых балки работают совместно с опирающимися на них плитами перекрытий. В безбалочных перекрытиях плита опирается непосредственно на колонны с уширениями, называемыми капителями.

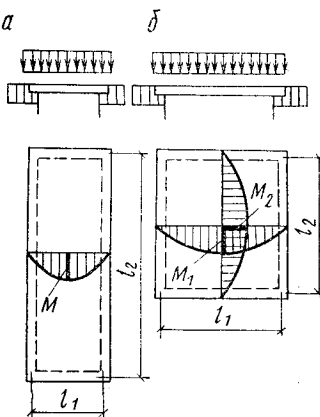
Те и другие перекрытия могут быть сборными, монолитными и сборно-монолитными. Конструктивные схемы перекрытий сборного и монолитного исполнения различны, поэтому перекрытия классифицируют по конструктивным признакам следующим образом:

балочные сборные;

ребристые монолитные с балочными плитами;

Рис. 11.1. Схемы плит, работающих на изгиб

а — в одном (коротком) направлении;
б — в двух направлениях



ребристые монолитные с плитами, опертыми по контуру;

балочные сборно-монолитные;

безбалочные сборные;

безбалочные монолитные;

безбалочные сборно-монолитные.

Плиты в составе конструктивных элементов перекрытия в зависимости от отношения сторон опорного контура могут быть:

при отношении сторон $l_2/l_1 > 2$ — балочными (рис. 11.1, а), работающими на изгиб в направлении меньшей стороны; при этом изгибающим моментом в направлении большей стороны ввиду его малости пренебрегают;

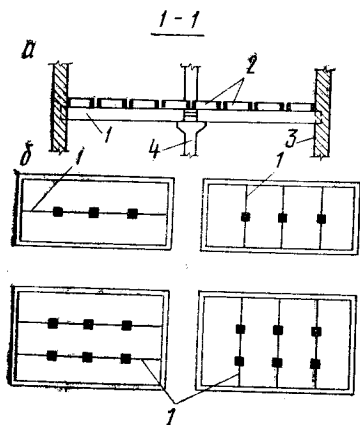
при отношении сторон $l_1/l_2 \leq 2$ — опертыми по контуру (рис. 11.1, б), работающими на изгиб в двух направлениях, имеющими перекрестную рабочую арматуру.

В строительстве, как правило, применяют сборные перекрытия, отличающиеся высокой индустриальностью.

Тип конструкции перекрытия выбирают в каждом случае по экономическим соображениям в зависимости от назначения здания, действующих нагрузок, местных условий и др.

Рис. 1.2. Конструктивные схемы балочных панельных перекрытий

a — разрез перекрытия; *б* — перекрытия с различными направлениями ригеля; 1 — ригель; 2 — плита; 2 — стеновая панель; 4 — колонна



11.2. Балочные сборные перекрытия

11.2.1. Компонка конструктивной схемы перекрытия

В состав конструкции балочного панельного сборного перекрытия входят плиты и поддерживающие их балки, называемые ригелями, или главными балками (рис. 11.2, а). Ригели опираются на колонны и стены; их направление может быть продольным (вдоль здания) или поперечным (рис. 11.2, б). Ригели вместе с колоннами образуют рамы.

В поперечном направлении перекрытие может иметь два-три пролета для гражданских зданий и пять-шесть пролетов для промышленных. Размеры пролета ригелей промышленных зданий определяются общей компоновкой конструктивной схемы перекрытия, нагрузкой от технологического оборудования.

Компоновка конструктивной схемы перекрытия заключается в выборе направления ригелей, установлении их шага, размеров пролета, типа и размеров плит перекрытий. При этом учитывают:

временную нагрузку, назначение здания, архитектурно-планировочное решение;

общую компоновку конструкции всего здания. В зданиях, где пространственная жесткость в поперечном направлении создается рамами с жесткими узлами, риге-

ли располагают в поперечном направлении, а панели — в продольном. В жилых и общественных зданиях ригели могут иметь продольное направление, а плиты — поперечное. В каждом случае выбирают соответствующую сетку колонн;

техничко-экономические показатели конструкции перекрытия. Расход железобетона на перекрытие должен быть минимальным, а масса элементов и их габариты должны быть возможно более крупными и соответствующими грузоподъемности монтажных кранов и транспортных средств.

При проектировании разрабатывают несколько вариантов конструктивных схем перекрытия и на основании сравнения выбирают наиболее экономичную.

Общий расход бетона и стали на устройство железобетонного перекрытия складывается из соответствующего расхода этих материалов на плиты, ригели и колонны. Наибольший расход железобетона — около 65 % общего количества — приходится на плиты. Поэтому экономичное решение конструкции плит приобретает важнейшее значение.

11.2.2. Проектирование плит перекрытий

Выбор экономичной формы поперечного сечения плит. Плиты перекрытий опираются на ригели, работая на изгиб, и для уменьшения расхода материалов проектируются облегченными — пустотными или ребристыми (рис. 11.3). При удалении бетона из растянутой зоны сохраняют лишь ребра шириной, необходимой для размещения сварных каркасов и обеспечения прочности панелей по наклонному сечению. При этом плита в пролете между ригелями работает на изгиб как балка таврового сечения. Верхняя полка плиты также работает на местный изгиб между ребрами. При необходимости устройства гладкого потолка создается нижняя полка, образующая замкнутую полость.

По форме поперечного сечения пустотные плиты бывают с овальными, круглыми и вертикальными пустотами, ребристые — с ребрами вверх (с устройством чистого пола по ребрам), с ребрами вниз, сплошные (рис. 11.4, а...е).

Общий принцип проектирования плит перекрытий любой формы поперечного сечения состоит в удалении

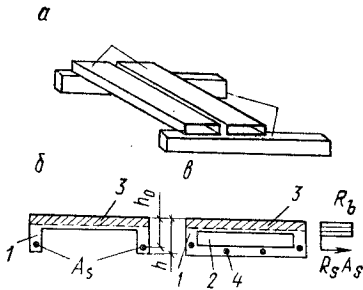


Рис. 11.3. Плиты перекрытий

a — опирание плит на ригели; *б* — ребристые плиты; *в* — пустотные плиты; *1* — ребро; 2 — замкнутая полость; 3 — сжатая полка; 4 — растянутая полка

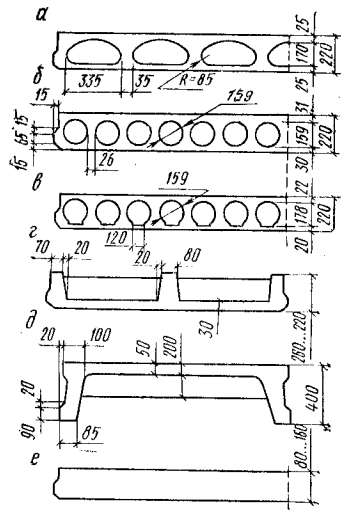


Рис. 11.4. Формы поперечного сечения плит перекрытия

a — с пустотами овальными; *б* — то же круглыми; *в* — то же вертикальными; *г* — ребристых ребрами вверх; *д* — то же ребрами вниз; *е* — сплошных

возможно большего объема бетона из растянутой зоны с сохранением вертикальных ребер, обеспечивающих прочность элемента по наклонному сечению, в увязке с технологическими возможностями завода-изготовителя.

В плитах с пустотами минимальная толщина полок составляет 25...30 мм, ребер — 30...35 мм; в ребристых плитах ребрами вниз толщина полки (плиты) — 50...60 мм.

При заданной длине плит разных типов ширину их принимают такой, чтобы получить градации массы, не превышающие грузоподъемность монтажных кранов 3...5 т (иногда больше). Плиты шириной 3,2 м при пролете 6 м перекрывают целиком жилую комнату; масса таких плит с пустотами — 5...6 т. Пустотные и сплошные плиты, позволяющие создать гладкий потолок, применяют для жилых и гражданских зданий, ребристые панели ребрами вниз — для промышленных зданий с нормативными нагрузками свыше 5 кН/м².

Экономичность плиты оценивают по приведенной толщине бетона, которую получают при делении объема бетона панели на ее площадь, и по расходу стальной арматуры (табл. 11.1).

11.1. Техничко-экономические показатели плит перекрытий при номинальном пролете 6 м и нормативной нагрузке 6...7 кН/м²

Тип плиты	Приведенная толщина бетона, мм	Расход стали на 1 м ² площади в зависимости от вида арматуры, кг		
		без предварительного напряжения	напрягаемая	
			стержневая	проволочная
С пустотами:				
овальными	92	8	4,3	3,4
вертикальными	102	8,5	4,7	3,7
круглыми	120	8,5	4,7	3,7
Рёбристые ребрами вверх	80	9,1	5	4
Сплошные	120... 160	14...16	12...14	10...11

Наиболее экономичны по расходу бетона плиты с овальными пустотами; приведенная толщина бетона в них 92 мм, в то время как в плитах с круглыми пустотами она достигает 120 мм. Однако при изготовлении панелей с овальными пустотами на заводах возникают технологические трудности, вызванные тем, что после извлечения пустотообразователей стенки каналов свежесформованного изделия иногда обваливаются. Поэтому в качестве типовых приняты сборные плиты с круглыми пустотами. Дальнейшее совершенствование технологии заводского изготовления пустотных панелей позволит перейти к более экономичным по расходу бетона конструкциям. Следует, однако, считаться с условиями звукоизоляции и требованиями в связи с этим о минимальной массе перекрытия.

Плиты ребрами вверх при относительно малой приведенной толщине бетона (80 мм) менее индустриальны, так как при их использовании требуется устройство настила под полы. В результате стоимость перекрытия оказывается более высокой.

В ребристых панелях ребрами вниз (П-образных) приведенная толщина бетона — 105 мм, расход стальной

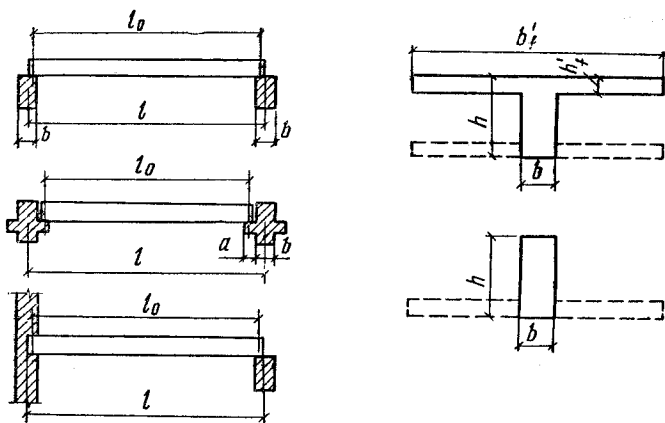


Рис. 11.5. Расчетные пролеты и сечения плит

арматуры на 1 м² площади — 8,3...21,5 кг в зависимости от временной нагрузки.

Для предварительно напряженных плит применяют бетон класса В15, В25, для плит без предварительного напряжения — бетон класса В15, В20.

Расчет плит. Расчетный пролет плит l_0 принимают равным расстоянию между осями ее опор (рис. 11.5); при опирании по верху ригелей $l_0 = l - b/2$ (b — ширина ригеля); при опирании на полки ригелей $l_0 = l - a - b$ (a — размер полки). При опирании одним концом на ригель, другим на стенку расчетный пролет равен расстоянию от оси опоры на стене до оси опоры в ригеле.

Высота сечения плиты h должна быть подобрана так, чтобы наряду с условиями прочности были удовлетворены требования жесткости (предельных прогибов). При пролетах 5...7 м высота сечения плиты определяется главным образом требованиями жесткости. Предварительно высоту сечения панели, удовлетворяющую одновременно условиям прочности и требованиям жесткости, можно определить по приближенной формуле

$$h = c l_0 \frac{R_s}{E_s} \frac{\theta g_n + v_n}{g_n + v_n}, \quad (11.1)$$

где c — коэффициент, принимаемый для пустотных панелей 18...20, для ребристых панелей с полкой в сжатой зоне — 30...34 (большие значения коэффициента c принимают при арматуре класса А-II, меньшие — при арматуре класса А-III); g_n — длительно действующая

нормативная нагрузка на 1 м² перекрытия; v_n — кратковременно действующая нормативная нагрузка на 1 м² перекрытия; θ — коэффициент увеличения прогибов при длительном действии нагрузки; для пустотелых панелей $\theta=2$, для ребристых панелей с полкой в сжатой зоне $\theta=1,5$.

Высоту сечения предварительно напряженных плит можно предварительно назначать равной: $h=l_0/20$ — для ребристых, $h=l_0/30$ — для пустотных плит.

При расчете прочности по изгибающему моменту ширина ребра равна суммарной ширине всех ребер плиты; расчетную ширину сжатой полки принимают равной полной ширине панели. При малой толщине сжатой полки, когда $h'_f/h < 0,1$, ширина полки, вводимая в расчет, не должна превышать

$$b'_f = 12(n-1)h'_f + b, \quad (11.2)$$

где n — число ребер в поперечном сечении панели.

В ребристой панели ребрами вниз при толщине полки $h'_f/h < 0,1$, но при наличии поперечных ребер, вводимую в расчет ширину полки принимают равной полной ширине панели.

Таким образом, расчет прочности плит сводится к расчету таврового сечения с полкой в сжатой зоне. В большинстве случаев нейтральная ось проходит в пределах толщины сжатой полки, поэтому, определив

$$\alpha_m = M/R_b b'_f h_0^2,$$

находят по таблице ξ и ζ , проверяют условия $x = \xi h_0 \leq h'_f$, затем находят площадь растянутой арматуры

$$A_s = M/R_s \zeta h_0.$$

Для случаев, когда $x = \xi h_0 > h'_f$ и нейтральная ось пересекает ребро, расчет ведут с учетом сжатия в ребре.

Расчетную ширину сечения плиты ребрами вверх принимают равной суммарной ширине ребер и расчет ведут как для прямоугольного сечения.

Поперечную арматуру плиты рассчитывают из условия прочности по наклонному сечению по расчетной ширине ребра b , равной суммарной ширине всех ребер сечения. В многопустотных плитах высотой менее 300 мм допускается поперечную арматуру не устанавливать, если она не требуется по расчету.

По образованию или раскрытию трещин, а также по

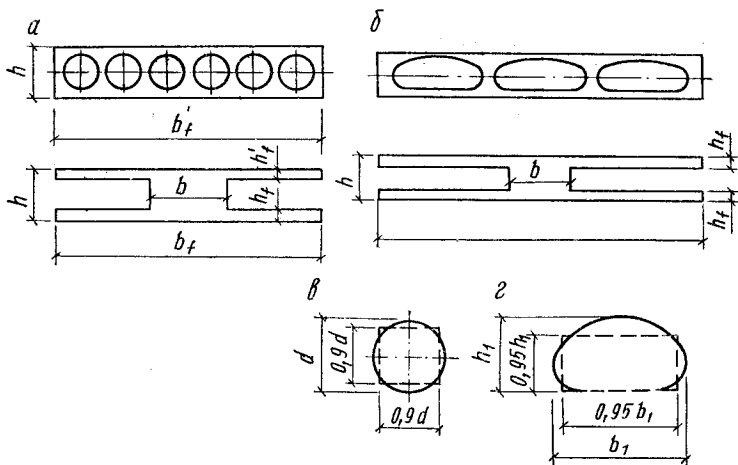


Рис. 11.6. Эквивалентные двутавровые сечения плит для расчета прогибов

a — с круглыми пустотами; *б* — с овальными пустотами; *в* — приведение круглого отверстия к квадратному; *г* — то же овального отверстия к прямоугольному

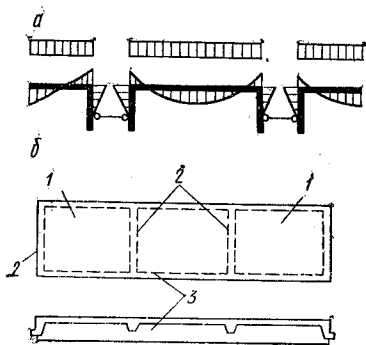


Рис. 11.7. К расчету полок плит на местный изгиб

a — расчетная схема полки и изгибающие моменты; *б* — конструктивная схема полок, работающих в двух направлениях; 1 — полка; 2 — поперечные ребра; 3 — продольные ребра

прогибам плиту рассчитывают в зависимости от категории требований трещиностойкости (см. главу 7).

При расчете прогибов сечение панелей с пустотами приводят к эквивалентному двутавровому сечению. Для панелей с круглыми пустотами эквивалентное двутавровое сечение находят из условия, что площадь круглого отверстия диаметром d равна площади квадратного отверстия со стороной $0,9d$ (рис. 11.6, *a*).

Сечение панелей с овальными пустотами (рис. 11.6, *б*) приводят к эквивалентному двутавровому сечению, за-

меня овальное сечение прямоугольным с той же площадью и тем же моментом инерции, соблюдая также условие совпадения центра тяжести овала и заменяющего прямоугольника. Обозначив как b_1 и h_1 ширину и высоту эквивалентного прямоугольника, F и I площадь и момент инерции овала, получают

$$F = b_1 h_1; \quad I = b_1 h_1^3 / 12 = F h_1^2 / 12.$$

Отсюда

$$h_1 = \sqrt{12I/F}; \quad b_1 = F/h_1.$$

Для пустотных панелей с высотой сечения 150... 250 мм и шириной отверстий до 5000 мм такое приведение может быть выполнено упрощенно, согласно *рис. 11.6, в, г*.

Полка плиты работает на местный изгиб как частично защемленная на опорах пролетом l_0 , равным расстоянию в свету между ребрами. В ребристых плитах ребрами вниз защемление полки создают заливкой бетоном швов, препятствующей повороту ребра (*рис. 11.7, а*). Изгибающий момент

$$M = q l_0^2 / 11.$$

В ребристой плите с поперечными промежуточными ребрами (*рис. 11.7, б*), изгибающие моменты полки могут быть определены как в плите, опертой по контуру и работающей в двух направлениях (см. далее подглаву 11.4).

Армирование плит. Применяют сварные сетки и каркасы из обыкновенной арматурной проволоки и горячекатаной арматуры периодического профиля (*рис. 11.8*). В качестве напрягаемой продольной арматуры применяют стержневую арматуру классов А-IV, А-V, Ат-IVс, Ат-V, высокопрочную проволоку и канаты. Армировать можно без предварительного напряжения арматуры, если пролет панели меньше 6 м.

Продольную рабочую арматуру располагают по всей ширине нижней полки сечения пустотных панелей и в ребрах ребристых панелей.

Поперечные стержни объединяют с продольной монтажной или рабочей ненапрягаемой арматурой в плоские сварные каркасы, которые размещают в ребрах плит. Плоские сварные каркасы в круглопустотных плитах размещают только на приопорных участках через одно-два ребра.

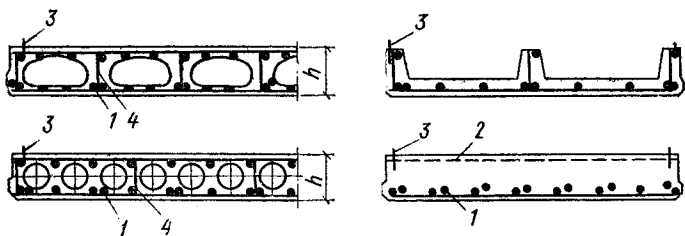


Рис. 11.8. Армирование панелей перекрытий

1 — напрягаемая арматура; 2 — узкие сетки в верхней зоне; 3 — петли для подъема; 4 — каркас

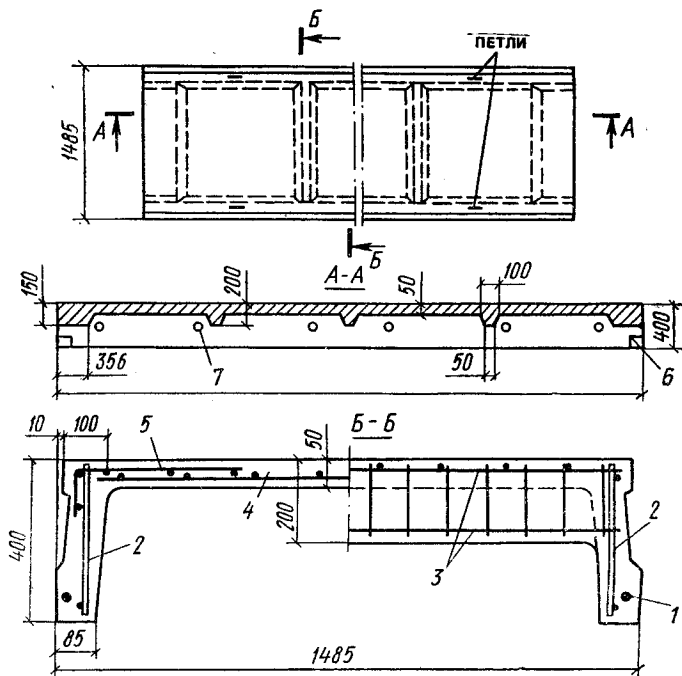


Рис. 11.9. Армирование ребристой плиты перекрытия

1 — напрягаемая арматура; 2 — каркас продольных ребер; 3 — каркас поперечных ребер; 4 — нижняя сетка полки; 5 — то же верхняя; 6 — стальная закладная деталь; 7 — отверстие $\varnothing 35$ мм

К концам продольной ненапрягаемой арматуры ребристых плит приваривают анкеры из уголков или пластин для закрепления стержней на опоре. Сплошные

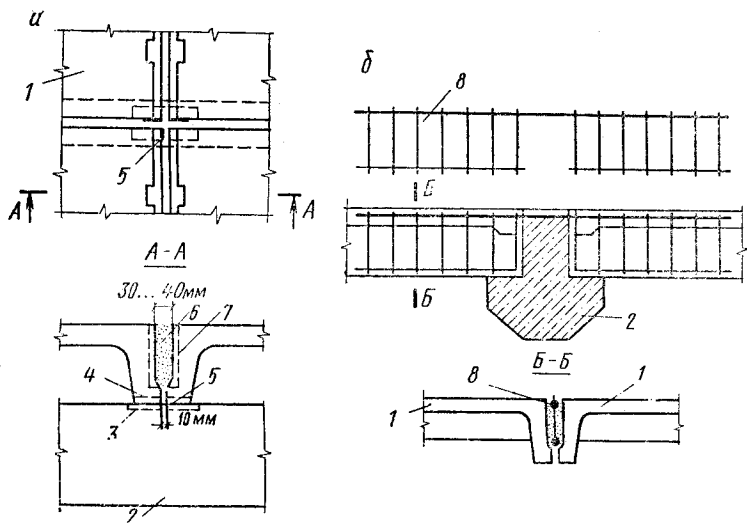


Рис. 11.10. Монтажные соединения плит

a — план соединения; *б* — соединение неразрезных плит; 1 — ребристая плита; 2 — ригель; 3 — закладная деталь ригеля; 4 — закладная деталь плиты; 5 — монтажная сварка; 6 — заливка полости раствором; 7 — бетонная шпонка; 8 — седловидный каркас плиты на опоре.

плиты из тяжелого и легкого бетонов армируют продольной напрягаемой арматурой и сварными сетками. По четырем углам плит закладывают монтажные петли. В местах установки петель сплошные панели армируют дополнительными верхними сетками. Пример армирования ребристой панели перекрытия промышленного здания приведен на *рис. 11.9*. Номинальная ширина такой панели — 1,5 м. Применяют также плиты шириной 3 м.

Монтажные соединения плит всех типов выполняют сваркой стальных закладных деталей и заполнением бетоном швов между плитами (*рис. 11.10, a*). В продольных боковых гранях плит предусматривают впадины, предназначенные для образования (после замоноличивания швов) прерывистых шпонок, обеспечивающих совместную работу плит на сдвиг в вертикальном и горизонтальном направлениях. При таком соединении сборных элементов перекрытия представляют собой жесткие горизонтальные диафрагмы.

Если временные нагрузки на перекрытиях $v \geq 10 \text{ Н/м}^2$,

то ребристые плиты при замоноличивании швов целесообразно образовать в неразрезные. С этой целью швы между ребристыми плитами на опорах армируют сварными седловидными каркасами, пересекающими ригель (рис. 11.10, б). На нагрузки, действующие после замоноличивания, такие плиты рассчитывают как неразрезные.

11.2.3. Проектирование ригеля

Расчет неразрезного ригеля. Ригель многопролетного перекрытия представляет собой элемент рамной конструкции. При свободном опирании концов ригеля на наружные стены и равных пролетах его рассчитывают как неразрезную балку. При этом возможен учет образования пластических шарниров, приводящих к перераспределению и выравниванию изгибающих моментов между отдельными сечениями.

Сущность расчета статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий заключается в следующем. При некотором значении нагрузки напряжения в растянутой арматуре из мягкой стали достигают предела текучести. С развитием в арматуре пластических деформаций (текучести) в железобетонной конструкции возникает участок больших местных деформаций, называемый пластическим шарниром. В статически определимой конструкции, например в свободно лежащей балке (рис. 11.11, а), с появлением пластического шарнира под влиянием взаимного поворота частей балки и развивающегося значительного прогиба высота сжатой зоны сокращается, в результате чего достигается напряжение в сжатой зоне $\sigma_b = R_b$, наступает разрушение.

Иначе ведет себя статически неопределимая конструкция (рис. 11.11, б). В балке, защемленной на опорах, с появлением пластического шарнира повороту частей балки, развитию прогиба системы и увеличению напряжений в сжатой зоне препятствуют лишние связи (защемления на опорах); возникает стадия II-а, при которой $\sigma_s = \sigma_y$, но $\sigma_b < R_b$. Поэтому при дальнейшем увеличении нагрузки разрушение в пластическом шарнире не произойдет до тех пор, пока не появятся новые пластические шарниры и не выключатся лишние связи. В статически неопределимой системе возникновение пластического шарнира равносильно выключению лишней свя-

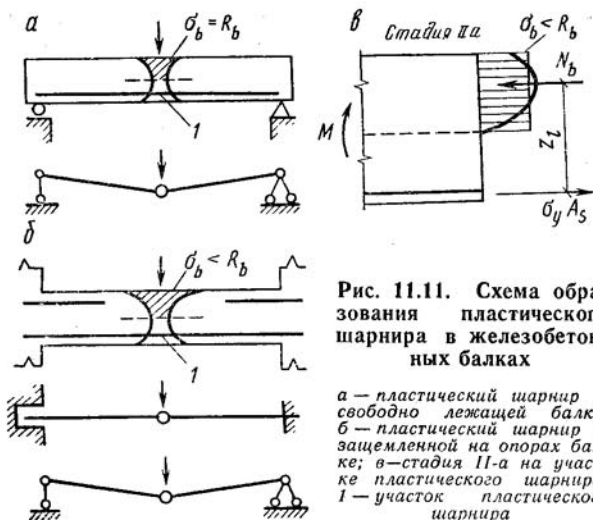


Рис. 11.11. Схема образования пластического шарнира в железобетонных балках

а — пластический шарнир в свободно лежащей балке; б — пластический шарнир в защемленной на опорах балке; в — стадия II-а на участке пластического шарнира; 1 — участок пластического шарнира

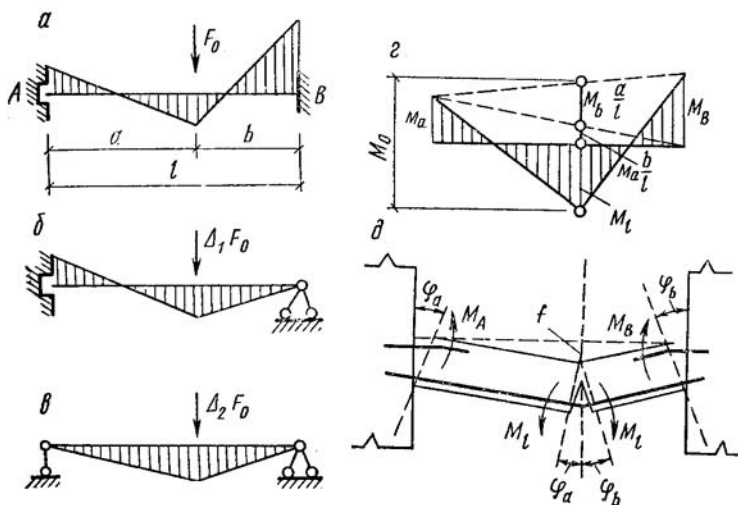


Рис. 11.12. Перераспределения изгибающих моментов в статически неопределимой балке

а — образование пластического шарнира на опоре В; б — расчетная схема балки с пластическим шарниром на опоре В; в — расчетная схема балки с пластическими шарнирами на обеих опорах; г — предельные расчетные моменты в сечениях балки на опорах и в пролете; д — жесткие звенья балки соединенные пластическими шарнирами

зи и снижению на одну степень статической неопределимости системы. Для рассмотренной балки с двумя защемленными концами возникновение первого пластического шарнира превращает ее в систему, один раз статически неопределимую; потеря геометрической неизменяемости может наступить лишь с образованием трех пластических шарниров — на обеих опорах и в пролете.

В общем случае потеря геометрической неизменяемости системы с n лишними связями наступает с образованием $n+1$ пластических шарниров.

В статически неопределимой конструкции после появления пластического шарнира при дальнейшем увеличении нагрузки происходит перераспределение изгибающих моментов между отдельными сечениями. При этом деформации в пластическом шарнире нарастают, но значение изгибающего момента остается прежним: $M = R_s A_s z_b$.

Плечо внутренней пары сил z_b после образования пластического шарнира при дальнейшем росте нагрузки увеличивается незначительно и практически принимается постоянным (рис. 11.11, в).

Рассмотрим на примере балки, защемленной на двух опорах, последовательность перераспределения изгибающих моментов. С появлением пластического шарнира на одной из опор при нагрузке F_0 (рис. 11.12, а) балка приобретает новую расчетную схему — с одной защемленной и второй шарнирной опорами (рис. 11.12, б). При дальнейшем повышении нагрузки балка работает по этой новой расчетной схеме.

С момента появления пластического шарнира на другой опоре при увеличении нагрузки на $\Delta_1 F_0$ балка превращается в свободно опертую (рис. 11.12, в). Образование пластического шарнира в пролете при дополнительной нагрузке $\Delta_2 F_0$ превращает балку в изменяемую систему, т. е. приводит к разрушению.

Предельные расчетные моменты в расчетных сечениях на опорах и в пролете равны: M_A — на опоре А; M_B — на опоре В; M_l — в пролете (рис. 11.12, г) при нагрузке

$$F = F_0 + \Delta_1 F_0 + \Delta_2 F_0. \quad (11.4)$$

В предельном равновесии — непосредственно перед разрушением — изгибающие моменты балки находят статическим или кинематическим способом.

Статический способ. Пролетный момент

$$M_l = M_0 - M_A b/l - M_B a/l.$$

Отсюда уравнение равновесия:

$$M_l + M_A b/l + M_B a/l = M_0, \quad (11.5)$$

где $M_0 = Fab/l$ — момент статически определимой свободно лежащей балки.

Из уравнения (11.5) следует, что сумма пролетного момента в сечении и долей опорных моментов, соответствующих этому сечению, равна моменту простой балки M_0 . Кроме того, из уравнения (11.5) вытекает, что несущая способность статически неопределимой конструкции не зависит от соотношения значений опорных и пролетного моментов и не зависит от последовательности образования пластических шарниров. Последовательность эта может быть назначена произвольно, необходимо лишь соблюдать уравнение равновесия. Однако изменение соотношения моментов в сечениях меняет значение нагрузки, вызывающей образование первого и последнего пластических шарниров, а также меняет ширину раскрытия трещин в первом пластическом шарнире.

Кинематический способ. Балку в предельном равновесии рассматривают как систему жестких звеньев, соединенных друг с другом в местах излома пластическими шарнирами (рис. 11.12, д). Если перемещение балки под действием силы F равно f , то углы поворота звеньев

$$\varphi_A = \operatorname{tg} \varphi_A = f/a; \quad \varphi_B = \operatorname{tg} \varphi_B = f/b. \quad (11.6)$$

Виртуальная работа силы F

$$A_F = Ff. \quad (11.7)$$

Виртуальная работа моментов

$$A_M = \Sigma \varphi M = (\varphi_A + \varphi_B) M_l + \varphi_A M_A + \varphi_B M_B,$$

а с учетом полученных выше значений φ_A, φ_B

$$A_M = f (M_l l/ab + M_A/a + M_B/b). \quad (11.8)$$

Уравнение виртуальных работ

$$A_F = A_M$$

или

$$Ff = f (M_l l/ab + M_A/a + M_B/b), \quad (11.9)$$

откуда расчетная предельная сила

$$F = \frac{M_l l}{ab} + \frac{M_A}{a} + \frac{M_B}{b}. \quad (11.10)$$

Если умножить левую и правую части уравнения (11.10) на ab/l , то получим найденное выше статическим способом уравнение равновесия (11.5).

Расчет и конструирование статически неопределимых железобетонных конструкций по выравненным моментам дает возможность облегчить армирование сечений, что особенно важно для монтажных стыков на опорах сборных конструкций, а также позволяет стандартизировать и осуществить в необходимых случаях одинаковое армирование сварными сетками и каркасами тех зон, где при расчете по упругой схеме возникают различные по значению изгибающие моменты. При временных нагрузках и разных загрузениях расчет по выравненным моментам в сравнении с расчетом по упругой схеме может дать 20...30 % экономии арматурной стали.

Значение перераспределенного момента не оговаривают, но необходимо выполнить расчет по предельным состояниям второй группы. Практически ограничение раскрытия трещин в первых пластических шарнирах достигается ограничением выравненного момента с тем, чтобы он не слишком резко отличался от момента в упругой схеме и приблизительно составлял не менее 70 % его значения.

Чтобы обеспечить условия, отвечающие предпосылке метода предельного равновесия, т. е. возможности образования пластических шарниров и развитию достаточных местных деформаций при достижении конструкцией предельного равновесия, необходимо соблюдать следующие конструктивные требования:

конструкцию следует запроектировать так, чтобы причиной ее разрушения не мог быть срез сжатой зоны или раздавливание бетона под действием главных сжимающих напряжений;

армирование сечений, в которых намечено образование пластических шарниров, следует ограничивать так, чтобы относительная высота сжатой зоны $\zeta \leq 0,35$;

необходимо применять арматурные стали с площадью текучести или сварные сетки из обыкновенной арматурной проволоки.

На действие динамических нагрузок (сейсмика, удар-

ная взрывная волна и т. п.) железобетонные статически неопределимые конструкции также целесообразно рассчитывать с учетом образования пластических шарниров.

Если конструкция армирована стержневой арматурой без площадки текучести, то после достижения каким-либо моментом условного предельного значения $M_{0,2}$ при условном пределе текучести $\sigma_{0,2}$ рост момента не приостанавливается, а замедляется. Несущая способность конструкции в этом случае определяется предельным удлинением арматуры или предельной прочностью бетона сжатой зоны.

Перераспределение усилий в статически неопределимой железобетонной конструкции происходит и на более ранней стадии работы под нагрузкой — под влиянием изменения жесткости опорных и пролетных сечений вследствие образования и раскрытия трещин в растянутых зонах элементов. Хотя это не оказывает заметного действия на перераспределение усилий в состоянии предельного равновесия (перед образованием пластических шарниров), но существенно влияет на работу конструкции в эксплуатационной стадии и поэтому учитывается в расчетах.

Для неразрезных балок упрощенный способ учета перераспределения усилий такого рода состоит в следующем. Опорные моменты вычисляют как в упругой системе и умножают на поправочные коэффициенты, оценивающие неодинаковую жесткость опорных и пролетных сечений. Далее по исправленным опорным моментам обычным путем вычисляют пролетные моменты. Значения поправочных коэффициентов к опорным моментам при распределенной нагрузке или нескольких сосредоточенных грузах;

для средних опор многопролетных балок

$$\lambda = 3/(2 + \beta); \quad (11.11)$$

для средней опоры двухпролетной балки

$$\lambda = 1,5/(0,5 + \beta); \quad (11.12)$$

для первой промежуточной опоры многопролетных балок — среднее значение коэффициента λ из приведенных двух формул.

В этих формулах $\beta = B_i/B_{sup}$ — отношение жесткости сечений с трещинами в пролете и на опоре.

Более подробные данные приведены в Инструкции

по расчету статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий.

Расчет неразрезного ригеля как упругой системы служит основой для следующего перераспределения изгибающих моментов. Расчетный пролет ригеля принимают равным расстоянию между осями колонн; в первом пролете при опирании на стену расчетный пролет считается от оси опоры на стене до оси колонны. Нагрузка на ригель от панелей может быть равномерно распределенной (при пустотных или сплошных панелях) или сосредоточенной (при ребристых панелях). Если число сосредоточенных сил, действующих в пролете ригеля, более четырех, то их приводят к эквивалентной равномерно распределенной нагрузке. Для предварительного определения собственного веса ригеля размеры его сечения принимают

$$h = (1/10 \dots 1/15) l; \quad b = (0,3 \dots 0,4) h.$$

Изгибающие моменты и поперечные силы неразрезной балки при равных или отличающихся не более чем на 20 % длины пролетах определяют по (прил. 10):

для равномерно распределенной нагрузки

$$M = (\alpha g + \beta v) l^2; \quad Q = (\gamma g + \delta v) l; \quad (11.13)$$

для сосредоточенных нагрузок

$$M = (\alpha G + \beta V) l; \quad Q = \gamma G + \delta V, \quad (11.14)$$

где α, β — табличные коэффициенты при определении M от соответствующих загрузок постоянной g и временной v нагрузками; γ, δ — табличные коэффициенты при определении Q от соответствующих загрузок постоянной и временной нагрузкой.

При расположении временной нагрузки через один пролет получают максимальные моменты в загружаемых пролетах; при расположении временной нагрузки в двух смежных пролетах и далее через один пролет получают максимальные по абсолютному значению моменты на опоре (рис. 11.13). В неразрезном ригеле целесообразно ослабить армирование опорных сечений и упростить монтажные стыки. Поэтому с целью перераспределения моментов в ригеле к эпюре моментов от постоянных нагрузок и отдельных невыгодно расположенных временных нагрузок прибавляют добавочные треугольные эпюры с произвольными по знаку и значению опорными моментами (рис. 11.14, а). При этом ординаты выравненной эпюры моментов в расчетных сечениях должны состав-

Рис. 11.13. Схемы загрузки-
нения неразрезной балки

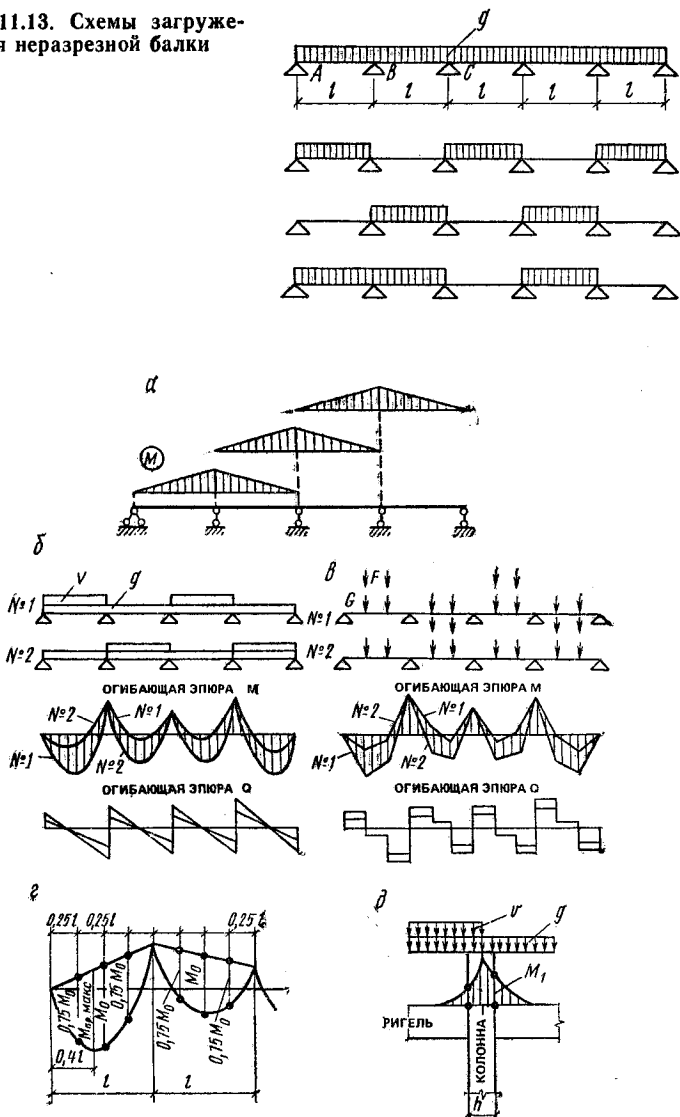


Рис. 11.14. К расчету неразрезного ригеля

a — добавочные эпюры моментов; *b* — к определению эпюры M от равномерно распределенной нагрузки; *в* — то же от сосредоточенной нагрузки; *г* — к построению эпюры моментов от равномерно распределенной нагрузки; *д* — к определению расчетного момента ригеля по грани колонны

лять не менее 70 % значений, вычисленных по упругой схеме. На основе отдельных загрузений строят огибающие эпюры M и Q . Возможен также упрощенный способ расчета неразрезного ригеля по выравненным моментам, состоящий в том, что в качестве расчетной выравненной эпюры моментов принимают эпюру моментов упругой неразрезной балки, полученную для максимальных пролетных моментов при расположении временной нагрузки через один пролет (рис. 11.14, б, в). Построение эпюры моментов приведено на рис. 11.14, г.

Расчетным на опоре является сечение ригеля по грани колонны (рис. 11.14, д). В этом сечении изгибающий момент

$$M_1 = M - Q(h/2), \quad (11.15)$$

где h — высота сечения колонны.

Момент M_1 имеет большее абсолютное значение со стороны пролета, загруженного только постоянной нагрузкой; поэтому в формулу (11.15) следует подставлять значение поперечной силы Q , соответствующее загрузению этого пролета. По моменту M_1 уточняют размер поперечного сечения ригеля при значении $\xi = 0,35$:

$$h_0 = 1,8 \sqrt{M_1/R_b b}. \quad (11.16)$$

Сечение продольной арматуры ригеля подбирают по моменту в четырех нормальных сечениях: в первом и среднем пролетах, на первой промежуточной опоре и на средней опоре. Расчет поперечной арматуры по Q ведут для трех наклонных сечений: у первой промежуточной опоры слева и справа и у крайней опоры.

Конструирование неразрезного ригеля. Поперечное сечение ригеля может быть прямоугольным, тавровым с полками вверху, тавровым с полками внизу (рис. 11.15). При опирании панелей перекрытия на нижние полки ригеля таврового сечения строительная высота перекрытия уменьшается.

Стыки ригелей обычно размещают непосредственно у боковой грани колонны. Действующий в стыках ригелей опорный момент вызывает растяжение верхней части и сжатие нижней (рис. 11.16, а). В стыковых соединениях ригель может опираться на железобетонную консоль колонны или же на опорный столик из уголков, выпущенных из колонны (рис. 11.16, б). В верхней части стыка выпуски арматуры из колонны и ригеля соединяют встав-

Рис. 11.15. Формы поперечного сечения сборного ригеля

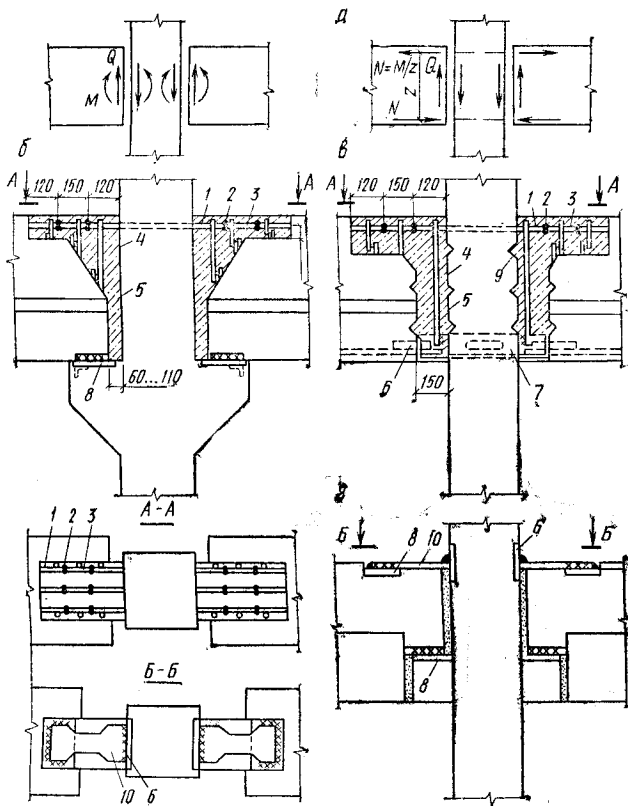
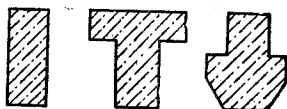


Рис. 11.16. Конструкции стыков сборного ригеля с колонной

а — усилия, действующие в стыке; *б* — жесткий стык на консолях; *в* — жесткий стык бесконсольный; *г* — скрытый стык на консолях; 1 — арматурные выпуски из ригеля и колонны; 2 — ванная сварка; 3 — вставка арматуры; 4 — поперечные стержни, привариваемые на монтаже; 5 — бетон замоноличивания; 6 — усиленный арматурный выпуск из ригеля; 7 — оловянный столик из уголка с отверстием для удобства бетонирования; 8 — стальные закладные детали; 9 — призматические углубления для образования бетонных шпонок; 10 — фигурная деталь «рыбка», привариваемая на монтаже

кой арматуры на ванной сварке, которая повышает точность монтажного соединения в случае нарушения соосности выпусков арматуры. В нижней части стыка монтажными швами соединяют закладные детали колонны и ригеля. После приварки монтажных хомутов полость стыка бетонируют.

Скрытые стыки на консолях (с подрезкой торца ригеля) усложняют конструирование, так как требуют усиления арматуры входящего угла дополнительными каркасами и закладными деталями, повышающими расход стали и трудоемкость изготовления; кроме того, при таком стыке снижается несущая способность и жесткость ригеля на опоре (рис. 11.16, в). Эти стыки считаются шарнирными, фигурная же стальная наладка, привариваемая на монтаже, обеспечивает восприятие небольшого изгибающего момента ($\sim 50 \text{ кН}\cdot\text{м}$).

В бесконсольных стыках (рис. 11.16, г), как показали исследования, поперечная сила воспринимается бетоном замоноличивания полости и бетонными шпонками, образующимися в призматических углублениях на боковой поверхности колонны и в торце сборного ригеля. Специальными исследованиями установлено, что этот стык равнопрочен с консольным стыком, но в то же время по расходу материалов и трудоемкости он экономичнее.

Размеры опорной консоли (рис. 11.17) определяют в зависимости от опорного давления ригеля Q ; при этом считается, что ригель оперт на расположенную у свободного края консоли площадку длиной

$$l = Q/\psi R_{b,loc} b_{bm}, \quad (11.17)$$

где $\psi = 0,75$ — коэффициент, учитывающий неравномерное давление ригеля на опорную консоль; $R_{b,loc} = \alpha \varphi_b R_b$ — расчетное сопротивление бетона местному сжатию ($\alpha = 13,5 R_{bt}/R_b$ для бетонов класса В25 и выше, $\alpha = 1$ для бетонов класса ниже В25, $\varphi_b = 1$ при местной краевой нагрузке на консоль); b_{bm} — ширина ригеля.

Для бетонов ниже класса В25 $R_{b,loc} = R_b$.

Наименьший вылет консоли с учетом зазора c между торцом ригеля и гранью колонны $l_1 = l + c$. Обычно принимают $l_1 = 200 \dots 300 \text{ мм}$. При этом расстояние от грани колонны до силы Q

$$a = l_1 - (l/2). \quad (11.18)$$

У коротких консолей ($l_1 \leq 0,9h_0$) угол γ сжатой грани с горизонталью не должен превышать 45° . Высота консоли в сечении у грани колонны $h = (0,7 \dots 0,8) h_{bm}$, у свободного края $h_1 \geq h/2$.

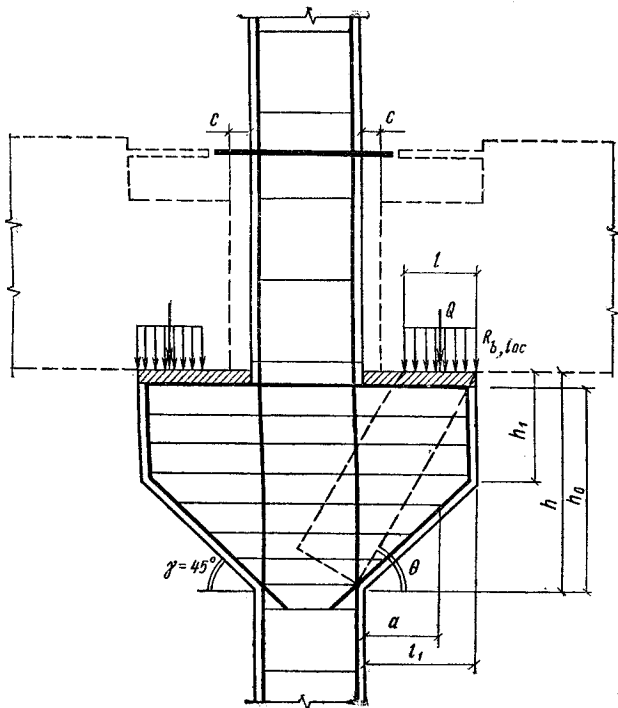


Рис. 11.17. Армирование консоли колонны

Прочность короткой консоли проверяют по наклонной сжатой полосе между силой и опорой из условия

$$Q \leq 0,8\varphi_{w2} R_b b l \sin \theta; \quad (11.19)$$

правую часть условия (11.19) принимают не более $3,5R_b b h_0$ и не менее $0,6R_b b h_0$; здесь θ — угол наклона расчетной сжатой полосы к горизонтали.

Коэффициент, учитывающий влияние хомутов, расположенных по высоте консоли, определяют по формуле

$$\varphi_{w2} = 1 + 5\alpha\mu_{w1}, \quad (11.20)$$

где $\alpha = E_s/E_b$; $\mu_{w1} = A_{sw}/bs_w$; A_{sw} — площадь сечения хомутов в одной плоскости; s_w — шаг хомутов; b — ширина консоли.

Площадь сечения продольной арматуры консоли подбирают по изгибающему моменту у грани колонны, увеличенному на 25 %

$$A_s = 1,25M/R_s \zeta h_0; \quad (11.21)$$

$$M = Qa. \quad (11.22)$$

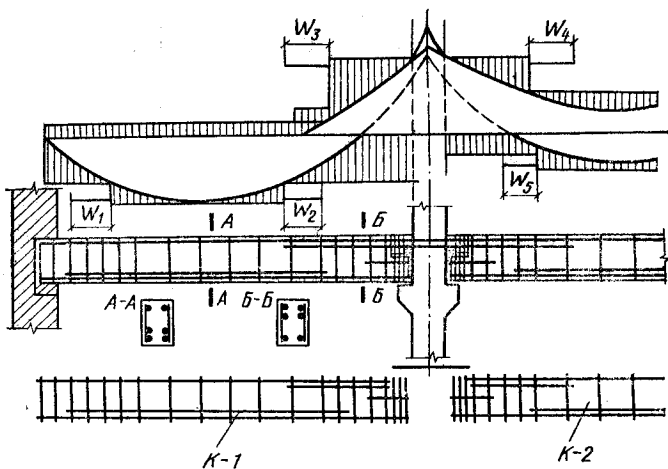


Рис. 11.18. Армирование ригеля и эпюра арматуры

Короткие консоли высотой сечения $h > 2,5a$ армируют горизонтальными или наклонными хомутами. Шаг хомутов должен быть не более 150 мм и не более $h/4$.

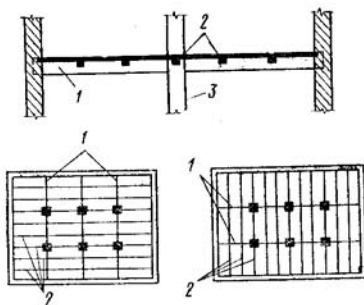
Ригель армируют обычно двумя плоскими сварными каркасами (рис. 11.18). При значительных нагрузках возможен третий каркас в средней части пролета. Площадь растянутых стержней каркасов и их число устанавливают при подборе сечений по изгибающим моментам в расчетных сечениях на опоре и в пролете. По мере удаления от этих сечений ординаты огибающей эпюры M уменьшаются, следовательно, может быть уменьшена и площадь сечения арматуры.

В целях экономии арматурной стали часть продольных стержней обрывают в соответствии с изменением огибающей эпюры моментов. Сечение ригеля, в котором отдельный растянутый стержень по расчету уже не нужен, называют местом его теоретического обрыва. Обрываемые стержни заводят за место теоретического обрыва на длину заделки W , определяемую по формулам главы 3.

Для проверки экономичности армирования ригеля и прочности всех его сечений строят эпюру арматуры (эпюру материалов). Ординаты эпюры вычисляют как моменты внутренних сил в рассматриваемых сечениях

Рис. 11.19. Конструктивные схемы ребристых перекрытий

1 — главные балки; 2 — второстепенные балки; 3 — колонна



ригеля

$$M_{per} = R_s A_s z_b, \quad (11.23)$$

где A_s — площадь растянутой арматуры в рассматриваемом сечении; z_b — плечо внутренней пары.

Эпюра арматуры в месте теоретического обрыва стержней имеет ступенчатое очертание с вертикальными уступами. Там, где эпюра арматуры значительно отходит от эпюры M , — избыточный запас прочности (избыток растянутой арматуры); в местах, где ступенчатая линия эпюры арматуры пересекает эпюру M , прочность сечения недостаточна.

11.3. Ребристые монолитные перекрытия с балочными плитами

11.3.1. Компоновка конструктивной схемы перекрытия

Ребристое перекрытие с балочными плитами состоит из плиты, работающей по короткому направлению, второстепенных и главных балок (рис. 11.19). Все элементы перекрытия монолитно связаны и выполняются из бетона класса В15. Сущность конструкции монолитного ребристого перекрытия в том, что бетон в целях экономии удален из растянутой зоны сечений, где сохранены лишь ребра, в которых сконцентрирована растянутая арматура. Полка ребер — плита — с пролетом, равным расстоянию между второстепенными балками, работает на местный изгиб.

Второстепенные балки опираются на монолитно связанные с ними главные балки, а те, в свою очередь, — на колонны и наружные стены.

Главные балки располагают в продольном или поперечном направлении здания с пролетом 6...8 м. Второстепенные балки размещают так, чтобы ось одной из балок совпала с осью колонны. Пролет второстепенных балок составляет 5...7 м, плиты — 1,7...2,7 м.

Толщину плиты по экономическим соображениям принимают возможно меньшей. Минимальные ее значения составляют: для междуэтажных перекрытий промышленных зданий — 60 мм, жилых и гражданских зданий — 50 мм. При значительных временных нагрузках может потребоваться увеличение толщины плиты. Так, при временной нагрузке 10...15 кН/м² и пролете 2,2...2,7 м толщину плит принимают 80...100 мм (по условиям экономического армирования). Высота сечения второстепенных балок обычно составляет 1/12...1/20*l*, главных балок — 1/8...1/15*l*. Ширина сечения балок $b=0,4...0,5h$.

11.3.2. Расчет плиты, второстепенных и главных балок

Расчетный пролет плиты принимают равным расстоянию в свету между второстепенными балками l_0 (до места изменения размера высоты сечения) и при опирании на наружные стены — расстоянию от оси опоры на стене до грани ребра; для расчета плиты в плане перекрытия условно выделяется полоса шириной 1 м (рис. 11.20).

Расчетный пролет второстепенных балок l_0 также принимают равным расстоянию в свету между главными балками, а при опирании на наружные стены — расстоянию от оси опоры на стене до грани главной балки.

Изгибающие моменты в неразрезных балочных плитах и второстепенных балках с пролетами разной или отличающейся не более чем на 20 % длиной, определяют с учетом перераспределения моментов и при этом создают равномоментную систему. В многопролетной балке (рис. 11.21) опорные моменты M_{sup} на средних опорах при равномерно распределенной нагрузке g равны между собой. Используя уравнение равновесия (11.5) для сечения в середине пролета, находят

$$M_l + \frac{1}{2} M_{sup} + \frac{1}{2} M_{sup} = (g + v) l^2 / 8. \quad (11.24)$$

Отсюда

$$M = M_l = M_{sup} = (g + v) l^2 / 16. \quad (11.25)$$

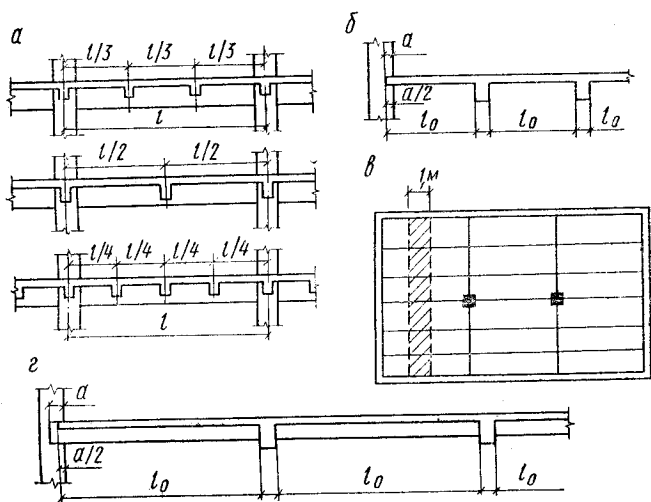


Рис. 11.20. Схемы балок и плит ребристых перекрытий

а — расположение второстепенных балок; б — расчетные пролеты плиты; в — условная полоса для расчета плиты; г — расчетные пролеты второстепенной балки

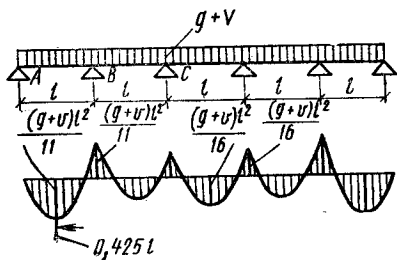


Рис. 11.21. К расчету неразрезной плиты и второстепенных балок

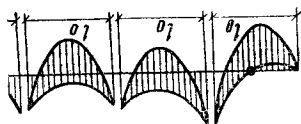


Рис. 11.22. Огибающая эпюра моментов второстепенной балки

В первом пролете максимальный изгибающий момент будет в сечении, расположенном на расстоянии $a \approx 0,425l$ от свободной опоры; при этом

$$M_0 = 0,123 (g + v) l^2.$$

Используя уравнение равновесия (11.5) и учитывая, что $M_A = 0$, получают

$$M_l = 0,123 (g + v) l^2 - 0,425 M_B. \quad (11.26)$$

Если принять значение изгибающего момента на пер-

вой промежуточной опоре

$$M_B = (g + v) l^2 / 14, \quad (11.27)$$

то изгибающий момент в первом пролете

$$M_l = (g + v) l^2 / 11. \quad (11.28)$$

Если же принять равномоментную схему $M = M_l = M_B$, то

$$M = (g + v) l^2 / 11,6. \quad (11.29)$$

Округляя знаменатель (с погрешностью менее 5 % в сторону увеличения изгибающего момента), получают на первой промежуточной опоре и в первом пролете изгибающий момент

$$M = (g + v) l^2 / 11. \quad (11.30)$$

В плитах, окаймленных по всему контуру монолитно связанными с ними балками, изгибающие моменты под влиянием распоров в предельном равновесии уменьшаются. Поэтому в расчетах в сечениях средних пролетов и на средних опорах они уменьшаются на 20 % при условии, что $h/l \geq 1/30$.

Для второстепенных балок огибающая эпюра моментов строится для двух схем загрузки (рис. 11.22):

полная нагрузка $g + v$ в нечетных пролетах и условная нагрузка $g + 1/4v$ в четных пролетах;

полная нагрузка $g + v$ в четных пролетах и условная постоянная нагрузка $g + 1/4v$ в нечетных пролетах.

Условную нагрузку вводят в расчет для того, чтобы определить действительные отрицательные моменты в пролете второстепенной балки. Главная балка создает дополнительные закрепления, препятствующие свободному повороту опор второстепенных балок, и этим уменьшает влияние временной нагрузки в загруженных пролетах на незагруженные.

Поперечные силы второстепенной балки принимают от нагрузки $q = g + v$:

на крайней свободной опоре

$$Q = 0,4ql; \quad (11.31)$$

на первой промежуточной опоре слева

$$Q = 0,6ql; \quad (11.32)$$

на первой промежуточной опоре справа и на всех остальных опорах

$$Q = 0,5ql. \quad (11.33)$$

При подборе сечений в первую очередь уточняют размер поперечного сечения второстепенной балки по опорному моменту на первой промежуточной опоре. Поскольку расчет ведут по выравненным моментам, принимают $\xi=0,35$. На опоре действует отрицательный момент, плита оказывается в растянутой зоне и расчет выполняют как для прямоугольного сечения, полагая рабочую высоту

$$h_0 = 1,8 \sqrt{M/R_b b}.$$

Установив окончательно унифицированные размеры сечения b , h , подбирают рабочую арматуру в четырех расчетных нормальных сечениях: в первом и среднем пролетах — как для таврового сечения, на первой промежуточной и средней опорах — как для прямоугольного сечения. На действие отрицательного момента в среднем пролете расчет выполняют как для прямоугольного сечения.

Поперечные стержни рассчитывают для трех наклонных сечений: у первой промежуточной опоры слева и справа и у крайней свободной опоры.

Все изложенные положения расчета ригеля сборного балочного перекрытия полностью относятся и к расчету главной балки монолитного ребристого перекрытия.

На главную балку передается сосредоточенная нагрузка от опорного давления второстепенных балок (которое только при двухпролетных второстепенных балках определяют с учетом неразрезности). Кроме того, учитывают собственный вес главной балки. В местах пересечения второстепенной и главной балок над колонной в верхней зоне пересекаются верхняя арматура трех элементов: плиты, второстепенной балки и главной балки. Поэтому на опоре главной балки в зависимости от числа рядов арматуры принимают $a=60\ldots 90$ мм, при этом $h_0 = h - (60\ldots 90)$ мм.

Особенностью подбора сечений главной балки по изгибающим моментам является то, что на действие положительного момента в пролете она работает как тавровая с шириной полки $b'_i = l/3$, а на действие отрицательного момента на опоре — как прямоугольная с шириной ребра b_1 .

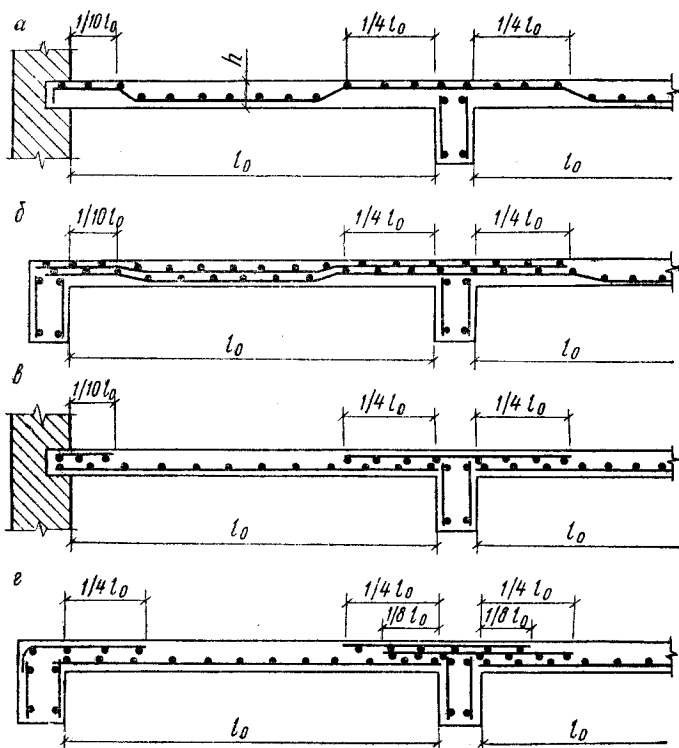


Рис. 11.23. Армирование балочных плит

а — рулонными сетками с продольной рабочей арматурой при опирании на наружную стену; *б* — то же при опирании на крайнюю второстепенную балку; *в* — рулонными сетками с поперечной рабочей арматурой при опирании на наружную стену; *г* — то же при опирании на крайнюю второстепенную балку

11.3.3. Конструирование плиты, второстепенных и главных балок

Многопролетные балочные плиты в соответствии с характером эпюры моментов армируют рулонными сетками с продольным расположением рабочей арматуры. Рулон раскатывают по опалубке поперек каркасов второстепенных балок (рис. 11.23, *а*); сетки перегибают на расстоянии $0,25l$ от оси опоры (в местах нулевых моментов). В первом пролете на основную сетку плиты укладывают дополнительную, которую заводят за опоры на $0,25l$ (рис. 11.23, *б*). Если нужна более мощная рабочая арматура —

диаметром 6 мм и более, плиты армируют в пролете и на опоре раздельно рулонными сетками с поперечным расположением рабочей арматуры (рис. 11.23, в, г).

Второстепенные балки армируют в пролете плоскими каркасами (обычно двумя), которые перед установкой в опалубку объединяют в пространственный каркас приваркой горизонтальных поперечных стержней. Эти каркасы доходят до граней главных балок, где связываются понизу стыковыми стержнями (рис. 11.24). На опорах второстепенные балки армируют двумя гнутыми сетками с продольными рабочими стержнями.

Места обрыва надпорных сеток устанавливают в соответствии с эпюрой отрицательных моментов. При отношении временной нагрузки к постоянной $v/g \leq 3$ одну сетку обрывают на расстоянии $1/4l$, а вторую — на расстоянии $1/3l$ от грани опоры. Отрицательные моменты в пролете за местом обрыва сеток воспринимаются верхней арматурой каркасов балки.

Главную балку армируют в пролете двумя или тремя плоскими каркасами, которые перед установкой в опалубку объединяют в пространственный каркас. Два плоских каркаса доводят до грани колонны, а третий (если он есть) обрывают в соответствии с эпюрой моментов. Возможен также обрыв в пролете части стержней каркасов. На опоре главную балку армируют самостоятельными каркасами, заводимыми сквозь арматурный каркас колонн (рис. 11.25). Места обрыва каркасов и отдельных стержней устанавливают на эпюре арматуры.

На главную балку нагрузка передается через сжатую зону на опоре второстепенной балки — в средней части высоты главной балки (рис. 11.26). Эта местная сосредоточенная нагрузка воспринимается подвесками: поперечной арматурой главной балки и дополнительными сетками в местах опирания второстепенных балок. Площадь сечения арматуры, работающей как подвески, определяют по формуле

$$A_s = Q/R_s. \quad (11.34)$$

Длину зоны, в пределах которой учитывается поперечная арматура, воспринимающая сосредоточенную нагрузку, определяют по формуле (см. рис. 11.26)

$$s = 2h_1 + 3b. \quad (11.35)$$

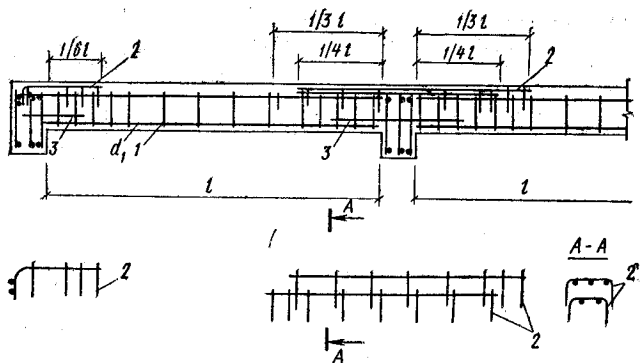


Рис. 11.24. Армирование второстепенной балки

1 — пролетная арматура; 2 — надопорная арматура — сетка; 3 — стыковые стержни $d \geq d_1/2$ и не менее 10 мм

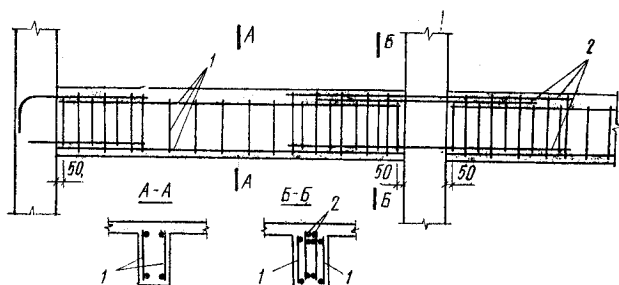
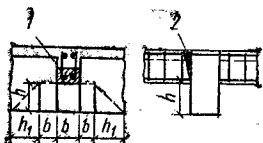


Рис. 11.25. Армирование главной балки

1 — пролетный каркас; 2 — опорный каркас

Рис. 11.26. Схема передачи нагрузки на главную балку

1 — фактическая площадь передачи сосредоточенной нагрузки; 2 — трещина в растянутой зоне



11.4. Ребристые монолитные перекрытия с плитами, опертыми по контуру

11.4.1. Конструктивные схемы перекрытий

Конструктивная схема перекрытий включает плиты, работающие на изгиб в двух направлениях, и поддерживающие их балки. Все элементы перекрытия монолитно связаны.

Рис. 11.27. Конструктивные планы ребристых перекрытий с плитами, опертыми по контуру

a — с внутренними колоннами; *б* — без внутренних колонн; 1...3 — соответственно угловая, первая и средняя панели

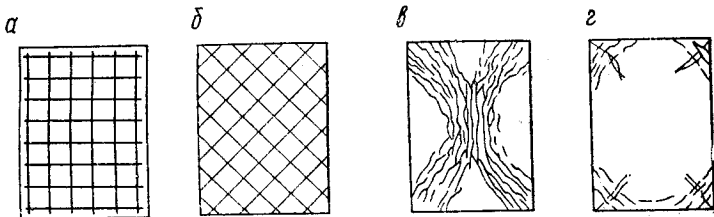
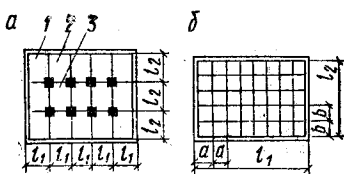


Рис. 11.28. Схемы армирования и характер разрушения при испытании плит, опертых по контуру

a — с прямоугольным расположением арматуры; *б* — то же диагональным; *в* — трещины на нижней поверхности плиты; *г* — то же на верхней поверхности

Размеры сторон плиты достигают 4...6 м; практически возможное отношение сторон $l_2/l_1 = 1...1,5$. Балки назначают одинаковой высоты и располагают по осям колонн в двух направлениях (рис. 11.27, *a*). Перекрытия без промежуточных колонн и с малыми размерами плит (менее 2 м) называют кессонными (рис. 11.27, *б*). Толщина плиты в зависимости от ее размеров в плане и значения нагрузки может составлять 50...140 мм, но не менее $1/50l_1$.

Перекрытия с плитами, опертыми по контуру, применяют главным образом по архитектурным соображениям, например, для перекрытия вестибюля, зала и т. п. По расходу арматуры и бетона эти перекрытия менее экономичны, чем перекрытия с балочными плитами при той же сетке колонн.

Опыты показали, что предельная разрушающая нагрузка при прямоугольном и диагональном расположении арматуры одинакова (рис. 11.28, *a*, *б*). Однако прямоугольные сетки проще в изготовлении, поэтому им отдают предпочтение при армировании плит.

Характер разрушения плит, опертых по контуру, под действием равномерно распределенной нагрузки виден на рис. 11.28, *в*, *г*. На нижней поверхности плиты трещины

ны направлены по биссектрисам углов, на верхней поверхности при заделке по контуру трещины идут параллельно сторонам и имеют закругления в углах.

Установить характер разрушения железобетонных плит, опертых по контуру, важно для расчета их несущей способности и конструирования арматуры.

11.4.2. Расчет и конструирование плит, опертых по контуру

Плиты, опертые по контуру, армируют плоскими сварными сетками с рабочей арматурой в обоих направлениях. Поскольку изгибающие моменты в пролете, приближаясь к опоре, уменьшаются, число стержней в опорных полосах уменьшают. С этой целью в пролете по низу плиты укладывают две сетки разных размеров, обычно с одинаковой площадью сечения арматуры. Меньшую сетку не доводят до опоры на расстояние l_k (рис. 11.29, а). В плитах неразрезных, закрепленных на опоре, принимают $l_k = l_1/4$, в плитах, свободно опертых $l_k = l_1/8$, где l_1 меньшая сторона опорного контура. Пролетную арматуру плит конструируют также и из унифицированных сеток с продольной рабочей арматурой. Сетки укладывают в два слоя во взаимно перпендикулярном направлении (рис. 11.29, б). Монтажные стержни не стыкуют.

Надпорную арматуру неразрезных многопролетных плит, опертых по контуру, при плоских сетках в пролете конструируют аналогично надпорной арматуре балочных плит (см. рис. 11.23, в).

Плиты, опертые по контуру, рассчитывают кинематическим способом метода предельного равновесия. Плиту в предельном равновесии рассматривают как систему плоских звеньев, соединенных друг с другом по линиям излома пластическими шарнирами, возникающими в пролете приблизительно по биссектрисам углов и на опорах вдоль балок (рис. 11.30, а). Изгибающие моменты плиты M зависят от площади арматуры A_s , пересеченной пластическим шарниром, и определяются на 1 м ширины плиты: $M = R_s A_s z_b$.

При различных способах армирования плит, опертых по контуру, составляют уравнение работ внешних и внутренних сил на перемещениях в предельном равновесии и определяют изгибающие моменты от равномерно распределенной нагрузки.

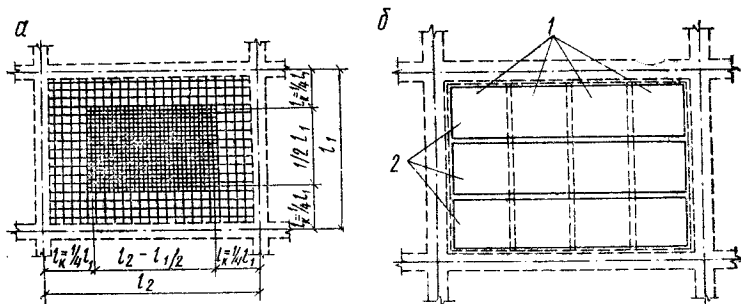


Рис. 11.29. Армирование плит, опертых по контуру

а — плоскими сварными сетками; б — узкими сварными сетками; 1 — пролетные сетки нижнего слоя; 2 — пролетные сетки, укладываемые на сетки 1

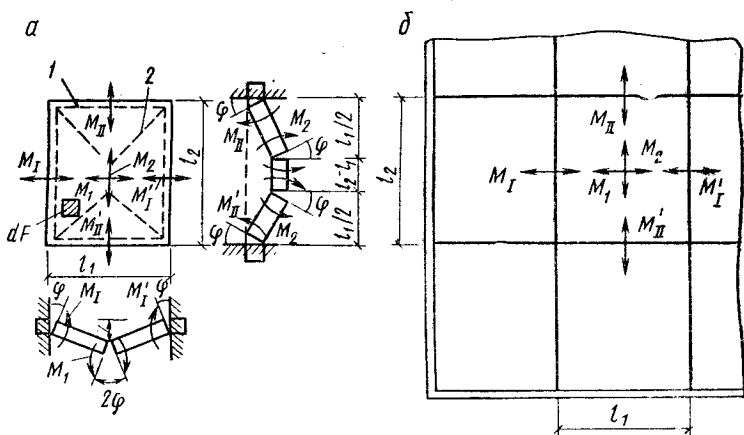


Рис. 11.30. К расчету плит, опертых по контуру, по методу предельного равновесия

1 — пластический шарнир на опоре; то же в пролете

Панель плиты в общем случае испытывает действие пролетных M_1, M_2 и опорных моментов $M_I, M_I', M_{II}, M_{II}'$ (рис. 11.30, б). В предельном равновесии плита под нагрузкой провисает, и ее плоская поверхность превращается в поверхность пирамиды, гранями которой служат треугольные и трапециевидные звенья. Высотой пирамиды является максимальное перемещение плиты f , угол поворота звеньев

$$\varphi = \text{tg } \varphi = 2f/l_1. \quad (11.36)$$

Внешняя нагрузка в связи с провисанием плиты перемещается и совершает работу, равную произведению интенсивности нагрузки q на объем фигуры перемещения

$$A_q = qV = ql_1(3l_2 - l_1)/6, \quad (11.37)$$

где $q = g + v$.

При этом работа изгибающих моментов на соответствующих углах поворота (см. рис. 11.30, а):

$$A_M = \Sigma M\varphi = (2\varphi M_1 + \varphi M_I + \varphi M'_I) l_2 + (2\varphi M_2 + \varphi M_{II} + \varphi M'_{II}) l_1. \quad (11.38)$$

Из условия равенства работ внешних и внутренних сил $A_q = A_M$ приравнивают формулы (11.37) и (11.38), а угол поворота φ заменяют его значением по формуле (11.36). Тогда

$$\frac{ql_1^2}{12} (3l_2 - l_1) = l_2 (2M_1 + M_I + M'_I) + l_1 (2M_2 + M_{II} + M'_{II}). \quad (11.39)$$

Если одна из нижних сеток плиты не доходит до опоры на $1/4l$, площадь нижней рабочей арматуры, пресеченной линейным пластическим шарниром в краевой полосе, будет вдвое меньше и формула (11.39) принимает вид

$$\begin{aligned} \frac{ql_1^2}{12} (3l_2 - l_1) = l_2 (2M_1 + M_I + M'_I) + \\ + l_1 \left(\frac{3}{2} M_2 - \frac{1}{2} M_I + M_{II} + M'_{II} \right). \end{aligned} \quad (11.40)$$

В правые части уравнений (11.39) и (11.40) входят расчетные моменты на единицу ширины плиты: два пролетных момента M_1, M_2 и четыре опорных момента $M_I, M'_I, M_{II}, M'_{II}$. Пользуясь рекомендуемыми соотношениями между расчетными моментами, согласно табл. 11.2 задачу сводят к одному неизвестному.

11.2. Соотношения между расчетными моментами в плитах, опертых по контуру

l_2/l_1	M_2/M_1	M_I/M_1 и M'_I/M_1	M_{II}/M_1 и M'_{II}/M_1
1...1,5 1,5...2	5,2...1 0,15...0,5	1,3...2,5 1...2	1,3...2,5 0,2...0,75

Если плита имеет один или несколько свободно опертых краев, то соответствующие опорные моменты в уравнениях (11.39) и (11.40) принимают равными нулю.

Расчетные пролеты l_1 и l_2 принимают равными расстоянию в свету между балками или расстоянию от оси опоры на стене до грани балки (при свободном опирании).

В плитах, окаймленных по всему контуру монолитно связанными с ними балками, в предельном равновесии возникают распоры, повышающие их несущую способность. Поэтому при подборе сечений арматуры плит изгибающие моменты, определенные расчетом, следует уменьшить: в сечениях средних пролетов и у средних опор — на 20 %; в сечениях первых пролетов и первых промежуточных опор при $l_k/l < 1,5$ — на 20 % и при $1,5 \leq l_k/l \leq 2$ — на 10 % (l — расчетный пролет плиты в направлении, перпендикулярном краю перекрытия; l_k — расчетный пролет плиты в направлении, параллельном краю перекрытия).

Сечение арматуры плит подбирают как для прямоугольных сечений. Рабочую арматуру в направлении меньшего пролета располагают ниже арматуры, идущей в направлении большего пролета. В соответствии с таким расположением арматуры рабочая высота сечения плиты для каждого направления различна и будет отличаться на размер диаметра арматуры.

11.4.3. Расчет и конструирование балок

Нагрузка от плиты на балки передается по грузовым площадям в виде треугольников или трапеций (рис. 11.31, а, б).

Для определения этой нагрузки проводят биссектрисы углов панели до их пересечения (см. рис. 11.31, б). Произведение нагрузки $g+v$ (на 1 м^2) на соответствующую грузовую площадь даст полную нагрузку на пролет балки, загруженной с двух сторон панелями: для балки пролетом

$$R_1 = (g + v) l_1^2 / 2;$$

для балки пролетом

$$R_2 = (g + v) l_1 (2l_2 - l_1) / 2.$$

В свободно лежащей балке изгибающие моменты от

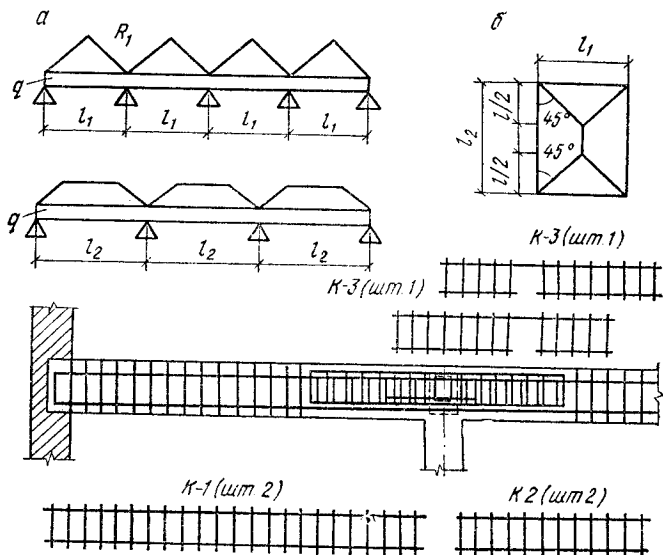


Рис. 11.31. Расчетные схемы и армирование балок ребристых перекрытий с плитами, опертыми по контуру

a — нагрузка от плиты по грузовым площадям в виде треугольников и трапеций; *b* — распределение нагрузки по биссектрисам углов панели; *в* — армирование балок

такой нагрузки соответственно

$$M_1 = (g + v) l_1^2 / 12; \quad (11.41)$$

$$M_2 = (g + v) l_1 (3l_2^2 - l_1^2) / 24. \quad (11.42)$$

Кроме того, следует учесть равномерно распределенную нагрузку q_b от собственного веса балки и части перекрытия с временной нагрузкой на ней, определяемой по грузовой полосе, равной ширине балки b .

Расчетный пролет балок принимают равным расстоянию в свету между колоннами или расстоянию от оси опоры на стене (при свободном опирании) до грани первой колонны. Для упрощения принимают расчетный пролет балки равным пролету в свету между ребрами (с некоторой погрешностью в сторону увеличения расчетного пролета балки).

Изгибающие моменты с учетом перераспределения составляют: в первом пролете и на первой промежуточной опоре

$$M = 0,7M_0 + (q_b l^2 / 11); \quad (11.43)$$

в средних пролетах и на средних опорах

$$M = 0,5M_0 + (q_b l^2/16), \quad (11.44)$$

где M_0 определяют по формулам (11.41) и (11.42).

В трехпролетной балке момент в среднем пролете следует принимать не менее момента защемленной балки

$$M = 0,4M_0 + q_b l^2/24.$$

Порядок подбора сечения и принцип армирования балки такие же, как главной балки ребристого перекрытия с балочными плитами. На опорах балки армируют седловидными каркасами (рис. 11.31, в), что позволяет осуществить независимое армирование в пересечениях на колоннах.

11.5. Перекрытия с плитами, опертыми по трем сторонам

11.5.1. Конструктивная схема перекрытий

В состав конструктивной схемы входят сборные плиты, опирающиеся по трем сторонам контура — двум коротким и одной длинной — и поддерживающие их поперечные и продольные стены (рис. 11.32, а). Размеры сторон плиты в длинном направлении составляют 6...6,4 м, в коротком — 3...3,2 м; толщина сплошных плит 160 мм. Эти перекрытия получили довольно широкое применение в строительстве многоэтажных панельных жилых зданий. В сравнении с такими же балочными плитами, работающими на изгиб только в одном, длинном, направлении, они приводят к существенной экономии арматурной стали, (до 25 %).

11.5.2. Конструирование и расчет плит, опертых по трем сторонам

В длинном направлении плиты, опертые по трем сторонам, армируют напрягаемой стержневой арматурой класса А-V с электротермическим натяжением, в коротком направлении — арматурой из проволоки класса Вр-I без предварительного напряжения. Исследования, проведенные в МИСИ им. В. В. Куйбышева, показали, что

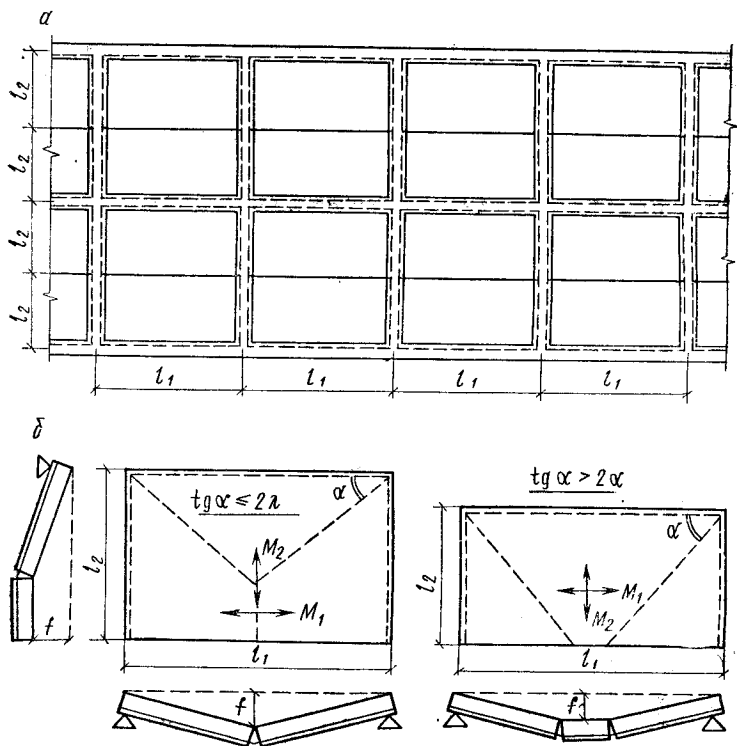


Рис. 11.32. Перекрытие с плитами, опертми по трем сторонам
 а — конструктивный план; б — схемы излома плит в предельном равновесии

при переходе в предельное равновесие происходит полное перераспределение усилий и напряжения в напрягаемой и ненапрягаемой арматуре достигают условного предела текучести.

В предельном равновесии под влиянием возникающих линейных пластических шарниров плита разделяется на плоские звенья. В зависимости от отношения размеров короткой и длинной сторон, равно $\lambda = l_2/l_1$, интенсивности армирования в коротком и длинном направлении, оцениваемой отношением пролетных моментов $k = M_2/M_1$ возможна одна из двух схем излома: при $\text{tg } \alpha \leq 2\lambda$ — полуконверт; при $\text{tg } \alpha > 2\lambda$ — неполный полуконверт, α — угол уклона линейного пластического шарнира (рис. 11.32, б). В расчетной схеме при расчете несущей способ-

ности кинематическим способом метода предельного равновесия плита считается шарнирно опертой, с закрепленными от подъема углами.

Из условия равенства работ внешних и внутренних сил $A_q = A_M$ находят значение изгибающего момента. При схеме излома $\operatorname{tg} \alpha \leq 2\lambda$ изгибающий момент

$$M_1 = q l_1^2 (6\lambda - \operatorname{tg} \alpha) / 24 (2\lambda + k \operatorname{ctg} \alpha); \quad (11.45)$$

из условия минимальной несущей способности (максимального момента) $dM_1/dx = 0$ получают выражение для угла уклона линейного пластического шарнира:

$$\operatorname{ctg} \alpha = (1/6\lambda) + \sqrt{1/36\lambda^2 + 1/3k}. \quad (11.46)$$

При схеме излома $\operatorname{tg} \alpha > 2\lambda$ изгибающий момент

$$M_1 = q l_1^2 (6\lambda - 4\lambda^2 \operatorname{ctg} \alpha) / 24 (\operatorname{tg} \alpha + k \operatorname{ctg} \alpha); \quad (11.47)$$

из условия $dM_1/dx = 0$ получают значение

$$\operatorname{ctg} \alpha = (1/3k) (-2\lambda + \sqrt{4\lambda^2 + 9k}). \quad (11.48)$$

Наименьшего суммарного расхода арматурной стали в типовых плитах с отношением сторон $\lambda = 0,5$ достигают при значении $k = 0,2$. При этом обеспечивается также прочность сборной плиты на монтаже, когда от собственного веса она работает в длинном направлении на изгиб по балочной схеме.

11.6. Балочные сборно-монолитные перекрытия

11.6.1. Сущность сборно-монолитной конструкции

Сборно-монолитная конструкция перекрытия состоит из сборных элементов и монолитных частей, бетонированных непосредственно на площадке. Затвердевший бетон этих монолитных участков связывает конструкцию в единую совместно работающую систему.

Сборные элементы перекрытия служат остовом для монолитного бетона и в них размещена основная, чаще всего напрягаемая арматура. Дополнительную арматуру при монтаже можно укладывать на остов из сборных элементов. Сборные элементы изготовляют из бетона относительно высоких классов, бетон же монолитных участков может быть класса В15.

Работа сборно-монолитной конструкции характеризу-

ется тем, что деформации монолитного бетона следуют за деформациями бетона сборных элементов, и трещины в монолитном бетоне не могут развиваться до тех пор, пока они не появятся в предварительно напряженном бетоне сборных элементов. Опыты показали, что совместная работа сборных предварительно напряженных элементов и монолитных частей возможна и при бетонах на пористых заполнителях.

Применение сборно-монолитных конструкций требует соответствующего обоснования, так как на площадке необходима организация двух процессов производства работ с различной технологией и применением различных механизмов: монтаж сборных элементов и бетонирование монолитных участков.

11.6.2. Конструкции сборно-монолитных перекрытий

При пролетах до 9 м возможны перекрытия с предварительно напряженными элементами, которые имеют вид железобетонной доски и служат остовом растянутой зоны балки, снабженной арматурой (рис. 11.33). На эти элементы устанавливают корытообразные армированные элементы, а по ним, как по опалубочной форме, укладывают монолитный бетон. В неразрезных перекрытиях описанного типа над опорами устанавливают дополнительную арматуру. Конструкция сборно-монолитного перекрытия, в котором объем монолитного бетона составляет 30 % общего бетона в перекрытии (рис. 11.34), образована из сборных предварительно напряженных досок и панелей корытной формы.

Бетон замоноличивания укладывают в пазы между боковыми гранями смежных панелей. Неразрезность главной и второстепенных балок достигают укладкой на монтаже опорной арматуры. Для лучшей связи между сборным и монолитным бетоном из железобетонной доски — днища главной балки — выпущены хомуты.

Сборно-монолитные ребристые перекрытия рассчитывают с учетом перераспределения моментов, что дает возможность уменьшить количество опорной арматуры, укладываемой на монтаже. Возможность выравнивания моментов для неразрезных сборно-монолитных элементов проверена специальными опытами.

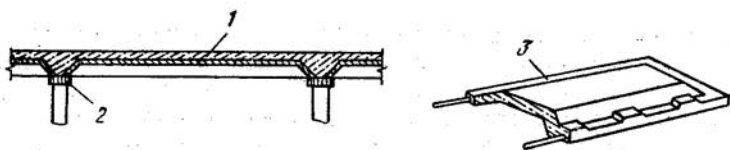


Рис. 11.33. Сборно-монолитные перекрытия

1 — монолитный бетон; 2 — предварительно напряженная железобетонная доска; 3 — сборный элемент

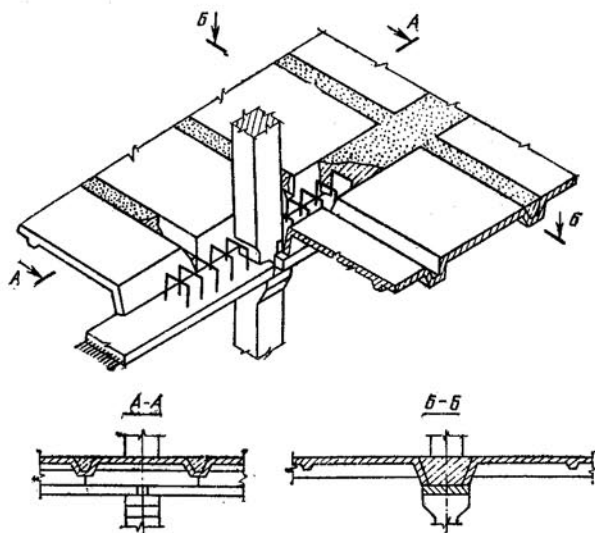


Рис. 11.34. Ребристые сборно-монолитные перекрытия с остовом из железобетонных панелей

11.7. Безбалочные перекрытия

11.7.1. Безбалочные сборные перекрытия

Безбалочное сборное перекрытие представляет собой систему сборных панелей, опертых непосредственно на капители колонн (рис. 11.35). Основное конструктивное назначение капителей в том, чтобы обеспечить жесткое сопряжение перекрытия с колоннами, уменьшить размер расчетных пролетов и создать опору для панелей. Сетка колонн — обычно квадратная размером 6×6 м.

Преимущество безбалочных панельных перекрытий в сравнении с балочными — в лучшем использовании

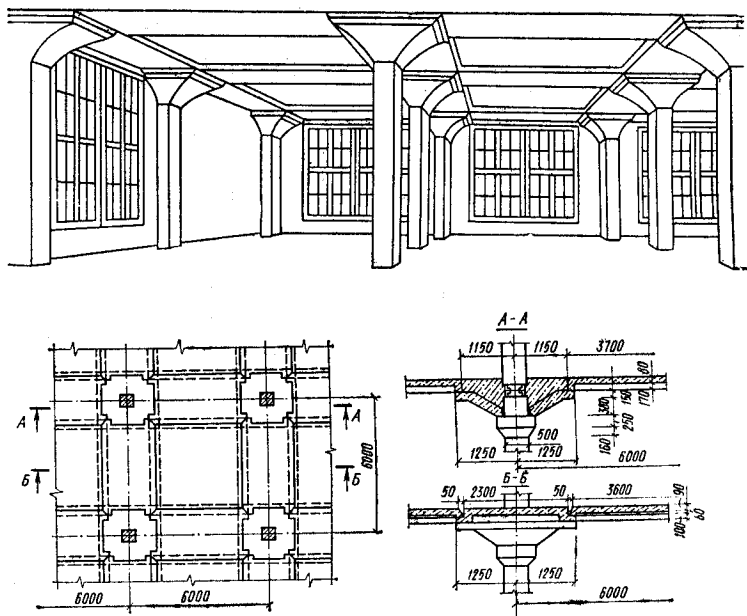


Рис. 11.35. Конструкция безбалочного сборного перекрытия с ребристыми панелями

а — общий вид; б — конструктивный план и разрезы

объема помещений из-за отсутствия выступающих ребер, облегчении устройства различных производственных проводок и коммуникаций. Благодаря сравнительно небольшой конструктивной высоте безбалочного перекрытия уменьшается общая высота многоэтажного здания и сокращается расход стеновых материалов. Безбалочные панельные перекрытия применяют преимущественно для многоэтажных складов, холодильников, мясокомбинатов, а также для других производственных зданий с большими временными нагрузками. При временных нагрузках на перекрытия 10 кН/м^2 и более безбалочные панельные перекрытия экономичнее балочных.

Конструкция сборного безбалочного перекрытия состоит из трех основных элементов: капители, надколонной панели и пролетной панели. Капитель опирается на уширения колонны и воспринимает нагрузку от надколонных панелей, идущих в двух взаимно перпендикулярных направлениях и работающих как балки. В целях создания неразрезности надколонные панели закрепля-

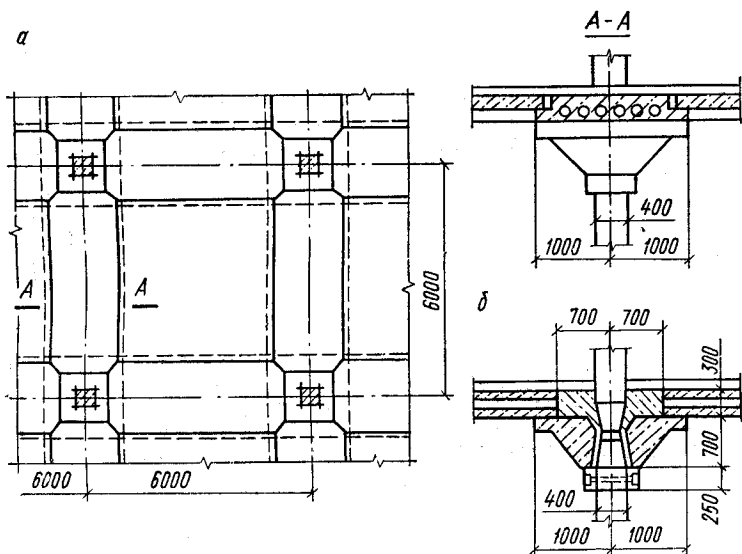


Рис. 11.36. Конструкция безбалочного сборного перекрытия с пустотными панелями

a — конструктивный план и разрез; *b* — детали капители

ют поверху сваркой закладных деталей. Пролетная панель опирается по четырем сторонам на надколонные панели, имеющие полки, и работает на изгиб в двух направлениях как плита, опертая по контуру. После сварки закладных деталей панели в сопряжениях замоноличивают.

Безбалочное сборное перекрытие работает подобно ребристому перекрытию с плитами, опертые по контуру, в котором надколонные панели выполняют роль широких балок. Панели перекрытий выполняют ребристыми (см. рис. 11.35) или пустотными (рис. 11.36), а капители — полными или сплошными. Колонны имеют поэтажную разрезку.

Экспериментальные исследования безбалочных перекрытий показали, что надколонные панели в поперечном направлении обладают небольшой деформативностью, и продольная рабочая арматура может в них располагаться по всему поперечному сечению равномерно.

Пролетный момент квадратной панели определяют с учетом ее частичного закрепления в контурных ребрах

и с учетом податливости опорного контура. Опорные и пролетные моменты надколонных панелей определяют как для неразрезной балки с учетом перераспределения моментов.

Расчетный пролет надколонных панелей принимают равным расстоянию в свету между краями капители, умноженному на 1,05.

Капители рассчитывают в обоих направлениях на нагрузку от опоры давлений и моментов надколонных плит. Расчетную арматуру укладывают по верху капители, стенки капителей армируют конструктивно. Кроме того, капители рассчитывают на монтажную нагрузку как консоли.

Колонны каркаса рассчитывают на действие продольной сжимающей силы N от нагрузки на вышележащих этажах и на действие изгибающего момента M от одной-сторонней временной нагрузки на перекрытии.

11.7.2. Безбалочные монолитные перекрытия

Безбалочное монолитное перекрытие представляет собой сплошную плиту, опертую непосредственно на колонны с капителями (рис. 11.37, а). Устройство капителей вызывается конструктивными соображениями, с тем чтобы создать достаточную жесткость в месте сопряжения монолитной плиты с колонной, обеспечить прочность плиты на продавливание по периметру капители, уменьшить расчетный пролет безбалочной плиты и более равномерно распределить моменты по ее ширине.

Безбалочные перекрытия проектируют с квадратной или прямоугольной равнопролетной сеткой колонн. Отношение большего пролета к меньшему при прямоугольной сетке ограничивается отношением $l_2/l_1 \leq 1,5$. Рациональная квадратная сетка колонн — 6×6 м. По контуру здания безбалочная плита может опираться на несущие стены, контурные обвязки или консольно выступать за капители крайних колонн (рис. 11.37, б).

Для опирания безбалочной плиты на колонны в производственных зданиях применяют капители трех типов (рис. 11.37, в): тип I — при легких нагрузках, типы II и III — при тяжелых нагрузках. В капителях всех трех типов размер между пересечениями напряжений скосов с нижней поверхностью плиты принят исходя из распределения опорного давления в бетоне под углом 45° . Этот

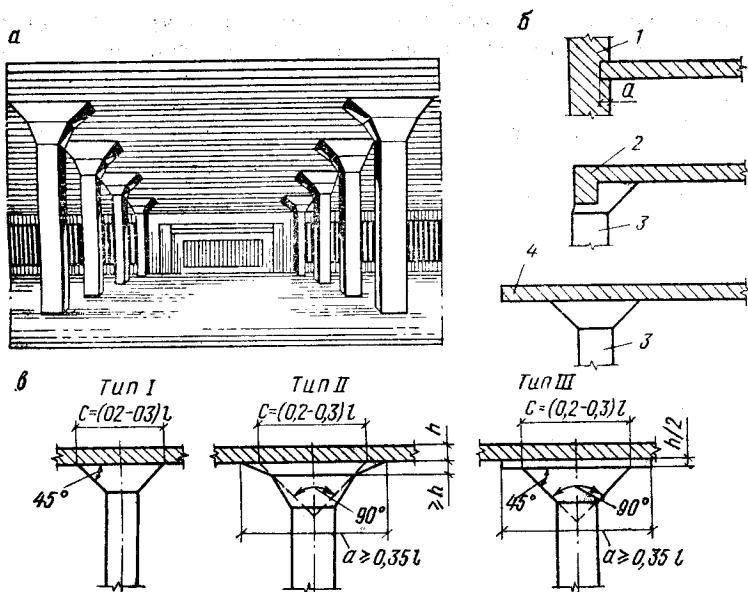


Рис. 11.37. Конструкция безбалочного монолитного перекрытия
 а — общий вид; б — деталь опирания плиты по наружному контуру здания;
 в — то же, на капители колонн; 1 — стена; 2 — обвязка; 3 — крайняя колонна;
 4 — консоль

размер принимают $c = 0,2 \dots 0,3l$. Размеры и очертание капителей должны быть подобраны так, чтобы исключить продавливание безбалочной плиты по периметру капители. Для этого на любом расстоянии x и соответственно y от оси колонны (рис. 11.38) должно быть соблюдено условие прочности:

$$Q \leq R_{bt} b h_0,$$

где

$$Q = q [l_1 l_2 - 4(x + h_0)(y + h_0)]; \quad (11.49)$$

$$b = 4(x + y + h_0); \quad (11.50)$$

при квадратных капителях $x = y$.

Толщину монолитной безбалочной плиты находят из условия достаточной ее жесткости $h = 1/32 \dots 1/35 l_2$, где l_2 — размер большого пролета при прямоугольной сетке колонн; для безбалочной плиты из бетона на пористых заполнителях $h = 1/27 \dots 1/30 l_2$.

Безбалочное перекрытие рассчитывают по методу пре-

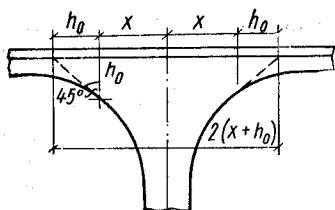


Рис. 11.38. К определению размеров капители

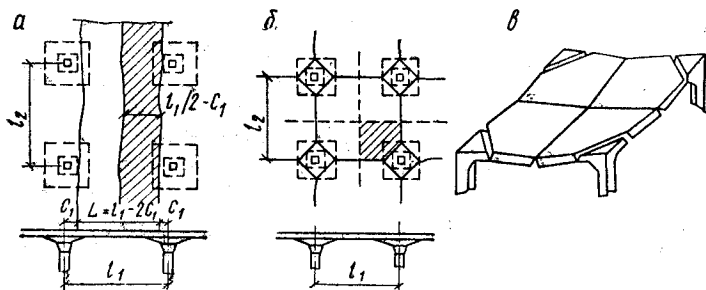


Рис. 11.39. К расчету безбалочного перекрытия по методу предельного равновесия

а — линейные пластические шарниры при полосовой нагрузке; *б* — линейные пластические шарниры с раскрытием внизу при сплошной нагрузке; *в* — общая схема линейных пластических шарниров

дельного равновесия. Экспериментально установлено, что для безбалочной плиты опасными (расчетными) нагрузками являются: полосовая нагрузка через пролет и сплошная по всей площади. При этих нагрузках возможны две схемы расположения линейных пластических шарниров плиты.

При *полосовой нагрузке* в предельном равновесии образуются три линейных пластических шарнира, соединяющих звенья в местах излома (рис. 11.39, а). В пролете пластический шарнир образуется по оси нагруженных панелей и трещины раскрываются внизу. У опор пластические шарниры отстоят от осей колонн на расстоянии c_1 , зависящем от формы и размеров капителей, трещины раскрываются вверх. В крайних панелях при свободном опирании на стену по наружному краю образуются всего два линейных шарнира — один в пролете и один у опоры вблизи первого промежуточного ряда колонн.

При *сплошном нагружении* безбалочного перекрытия

в средних панелях возникают взаимно перпендикулярные и параллельные рядам колонн линейные пластические шарниры с раскрытием трещин вниз; при этом каждая панель делится пластическими шарнирами на четыре звена, вращающихся вокруг опорных линейных пластических шарниров, оси которых расположены в зоне капителей обычно под углом 45° к рядам колонн (рис. 11.39, б, в). В средних панелях над опорными пластическими шарнирами трещины раскрываются только вверх, а по линиям колонн — прорезают всю толщину плиты. В крайних панелях схема образования линейных пластических шарниров изменяется в зависимости от конструкции опор (свободное опирание на стену, наличие полукапителей на колоннах и окаймляющих балок и т. п.).

При загрузке полосовой нагрузкой для случая излома отдельной полосы с образованием двух звеньев, соединенных тремя линейными шарнирами, среднюю панель рассчитывают из условия, что суммы опорного и пролетного моментов, воспринимаемых сечением плиты в пластических шарнирах $M_{sup} = R_s A_{s,sup} z_{sup}$ и $M_l = R_s A_{s,l} z_l$ равны балочному моменту плиты шириной l_2 и пролетом l_1 , т. е.

$$\frac{q l_2 (l_1 - 2c_1)^2}{8} \leq R_s (A_{s,sup} z_{sup} + A_{s,l} z_l). \quad (11.51)$$

Так же в другом направлении плиты:

$$\frac{q l_1 (l_2 - 2c_2)^2}{8} \leq R_s (A_{s,sup} z_{sup} + A_{s,l} z_l), \quad (11.52)$$

где q — суммарная нагрузка на 1 м^2 плиты; c_1, c_2 — расстояния от опорных пластических шарниров до оси ближайших к ним рядов колонн в направлениях l_1 и l_2 ; A_s — площадь сечения арматуры в опорном пластическом шарнире в пределах одной панели; $A_{s,l}$ — площадь сечения арматуры в пролетном пластическом шарнире в пределах одной панели; z_{sup} и z_l — плечо внутренней пары в опорном и пролетном пластических шарнирах.

Вводят обозначения $\theta_{sup} = A_{s,sup}/A_{s1}$ и $\theta_l = A_l/A_{s1}$ для коэффициентов, характеризующих соотношение между площадью арматуры в опорных и пролетных сечениях, где $A_{s1} = A_{s,sup} + A_{s,l}$ суммарная площадь сечения арматуры.

Подставляя θ_{sup} и θ_l в условие (11.51), получают

$$\frac{q l_2 (l_1 - 2c_1)^2}{8} \leq R_s A_{s1} z_l \left(\theta_{sup} \frac{z_{sup}}{z_l} + \theta_l \right). \quad (11.53)$$

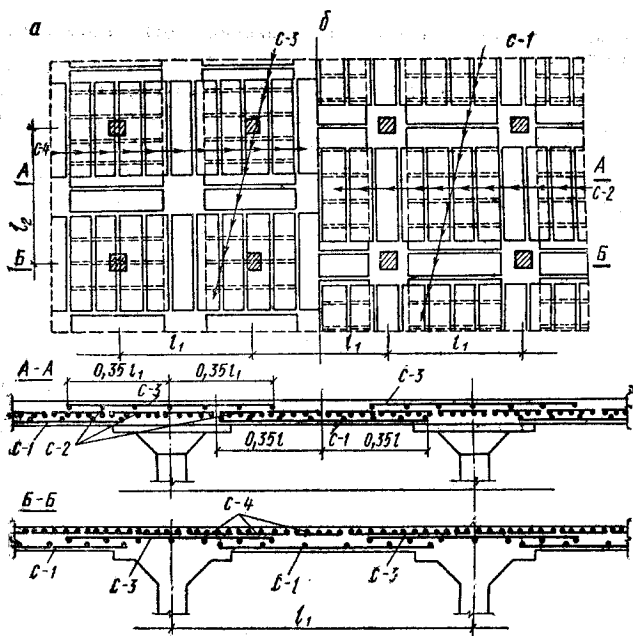


Рис. 11.40. Армирование безбалочного перекрытия узкими сетками
а — план верхних сеток; *б* — то же нижних

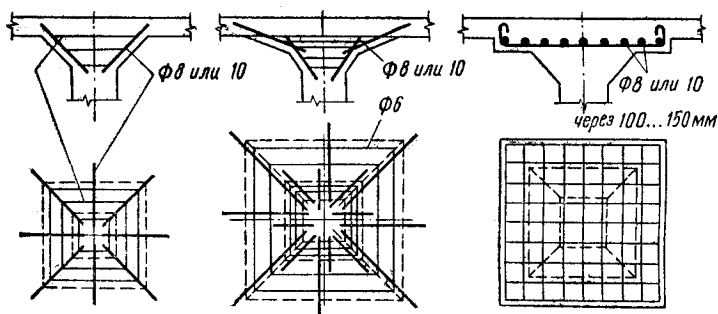


Рис. 11.41. Армирование капителей колонн

При сплошном нагружении квадратной панели, одинаково армированной в обоих направлениях $A_s = A_{s1} = A_{s2}$, условие прочности

$$\frac{q l^3}{8} \left[1 - 2 \frac{c}{l} + \frac{4}{3} \left(\frac{c}{l} \right)^3 \right] < R_s A_s z_l \left(\theta_{sup} \frac{z_{sup}}{z_l} + \theta_l \right), \quad (11.54)$$

где c — катет прямоугольного треугольника, отламывающегося от четверти панели.

При расчете средних панелей рекомендуется принимать $\theta_{sup} = 0,5 \dots 0,67$; $\theta_l = 0,5 \dots 0,33$; c_1/l_1 и c_2/l_2 — в пределах $0,08 \dots 0,12$. При расчете крайних панелей в зависимости от способа опирания безбалочной плиты по контуру рассматривают несколько возможных схем излома.

Монолитную безбалочную плиту армируют рулонными или плоскими сварными сетками. Пролетные моменты воспринимаются сетками, уложенными внизу, а опорные моменты — сетками, уложенными сверху. Применяемые для армирования безбалочной плиты узкие сетки с продольной рабочей арматурой на участках, где растягивающие усилия возникают в двух направлениях, укладывают в два слоя по двум взаимно перпендикулярным направлениям (рис. 11.40). Вблизи колонн верхние сетки раздвигают либо устраивают в них отверстия с установкой дополнительных стержней, компенсирующих прерванную арматуру.

Капители колонн армируют по конструктивным соображениям, главным образом для восприятия усадочных и температурных усилий (рис. 11.41).

11.7.3. Безбалочные сборно-монолитные перекрытия

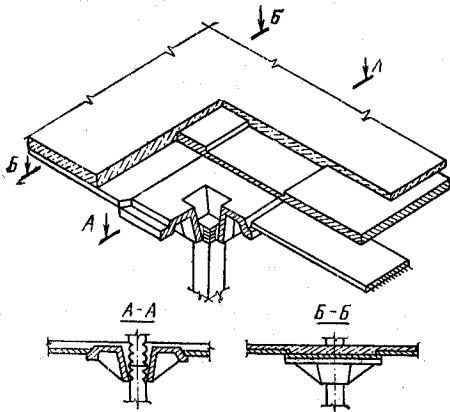
В безбалочных сборно-монолитных перекрытиях остовом для монолитного бетона служат сборные элементы — надколонные и пролетные панели (рис. 11.42).

Одно из возможных решений состоит в том, что капители на монтаже временно крепят к колоннам съемными хомутами. Связь между колонной и капителю создается после замоноличивания перекрытия и образования бетонных шпонок на поверхности колонны.

На капителях колонн в двух взаимно перпендикулярных направлениях укладывают надколонные плиты толщиной $50 \dots 60$ мм; в центре — пролетную плиту такой же толщины, опертую по контуру. Сборные плиты — предварительно напряженные, армированные высокопрочной арматурой.

Сборный остов перекрытия замоноличен слоями бетона толщиной $40 \dots 50$ мм по пролетной плите и $90 \dots 100$ мм по надколонным плитам. В целях создания неразрезности в местах действия опорных моментов уложена верхняя

Рис. 11.42. Конструкция безбалочного сборно-монолитного перекрытия



арматура в виде сварных сеток. В этом перекрытии объем монолитного бетона составляет около 50 % общего бетона перекрытия.

Общий расход бетона и арматуры для сборно-монолитных или монолитных безбалочных перекрытий превышает соответствующий расход для сборных безбалочных перекрытий, выполненных из ребристых или пустотных панелей, при одинаковых нагрузках.

Контрольные вопросы для самостоятельной проработки материала главы 11

1. Как классифицируют плоские железобетонные перекрытия? При каком соотношении сторон плиты перекрытия работают на изгиб в двух направлениях?
2. Как компонуют конструктивную схему балочного сборного перекрытия?
3. Какие формы поперечного сечения имеют сборные плиты перекрытий?
4. Как армируют сборные плиты: ребристые, многупустотные, сплошные?
5. Какова последовательность расчета сборных плит перекрытия? Как предварительно определяют высоту сечения плиты?
6. Как выполняют расчет полки сборной ребристой плиты на местный изгиб?
7. В чем сущность расчета статически неопределенной железобетонной конструкции с учетом перераспределения усилий? В чем достоинство этого метода?
8. В чем заключается статический и кинематический способы расчета метода предельного равновесия?
9. В чем заключаются конструктивные требования по армирова-

нию статически неопределимой железобетонной конструкции, отвечающие предпосылке расчета по методу предельного равновесия?

10. Какова последовательность расчета ригеля перекрытия в другой схеме и возможные схемы загрузки временной нагрузкой?

11. Как производится практическое перераспределение моментов при расчете неразрезного ригеля?

12. Как армируют неразрезной ригель и как строят эпюру арматуры?

13. Какие применяют типы стыков сборного ригеля с колонной, в чем их преимущества и недостатки?

14. Как армируют и рассчитывают по прочности консоли колонны?

15. В чем заключается компоновка конструктивной схемы ребристого монолитного перекрытия с балочными плитами?

16. Как армируют и рассчитывают балочные плиты? Как учитывают влияние распора в предельном равновесии?

17. Какую применяют расчетную схему второстепенной балки монолитного перекрытия и как ее армируют?

18. Как определяют усилия во второстепенной балке?

19. В чем особенность расчета прочности нормальных сечений второстепенной балки монолитного перекрытия в пролете и на опоре?

20. В чем состоит особенность расчета и конструирования главной балки монолитного ребристого перекрытия?

21. В чем состоит особенность конструктивной схемы ребристых монолитных перекрытий с плитами, опертыми по контуру?

22. Как армируют монолитные плиты, опертые по контуру?

23. Как рассчитывают плиты, опертые по контуру, по методу предельного равновесия?

24. В чем особенности расчета балок монолитных перекрытий с плитами, опертыми по контуру?

25. Какова конструктивная схема перекрытий с плитами, опертыми по трем сторонам? В чем экономические преимущества этих перекрытий?

26. Как конструируют и рассчитывают плиты, опертые по трем сторонам?

27. В чем сущность сборно-монолитной конструкции балочного перекрытия?

28. Для каких зданий применяют безбалочные перекрытия? В чем достоинства этих перекрытий?

29. Из каких элементов состоит конструкция безбалочного сборного перекрытия?

30. Как рассчитывают элементы безбалочного сборного перекрытия?

31. Как армируют безбалочное монолитное перекрытие?

32. Как определяют размеры капителей безбалочного монолитного перекрытия?

33. В какой последовательности рассчитывают безбалочное монолитное перекрытие по методу предельного равновесия?

34. В чем состоит особенность конструкции безбалочного сборно-монолитного перекрытия?

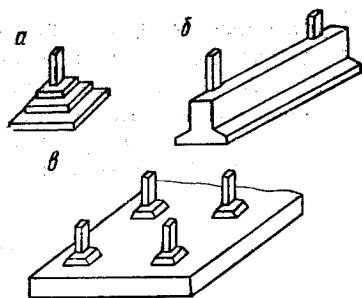


Рис. 12.1. Типы железобетонных фундаментов

а — отдельный; б — ленточный;
в — сплошной

ГЛАВА 12. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

12.1. Общие сведения

В инженерных сооружениях, промышленных и гражданских зданиях широко применяют железобетонные фундаменты. Они бывают трех типов (рис. 12.1): отдельные — под каждой колонной; ленточные — под рядами колонн в одном или двух направлениях, а также под несущими стенами; сплошные — под всем сооружением. Фундаменты возводят чаще всего на естественных основаниях (они преимущественно и рассмотрены здесь), но в ряде случаев выполняют и на сваях. В последнем случае фундамент представляет собой группу свай, объединенную поверху распределительной железобетонной плитой — ростверком.

Отдельные фундаменты устраивают при относительно небольших нагрузках и достаточно редком размещении колонн. Ленточные фундаменты под рядами колонн делают тогда, когда подошвы отдельных фундаментов близко подходят друг к другу, что обычно бывает при слабых грунтах и больших нагрузках. Целесообразно применять ленточные фундаменты при неоднородных грунтах и внешних нагрузках, различных по значению, так как они выравнивают неравномерные осадки основания. Если несущая способность ленточных фундаментов недостаточна или деформации основания под ними больше допустимых, то устраивают сплошные фундаменты. Они в еще большей мере выравнивают осадки основания. Эти фундаменты применяют при слабых и неоднородных грунтах, а также при значительных и неравномерно распределенных нагрузках.

Стоимость фундаментов составляет 4...6 % общей стоимости здания. Тщательной проработкой конструкции фундаментов можно достичь ощутимого экономического эффекта. Для крупных сооружений конструкцию фундаментов выбирают из сопоставления стоимости, расхода материалов и трудовых затрат при различных вариантах конструктивных решений.

По способу изготовления фундаменты бывают сборные и монолитные.

12.2. Отдельные фундаменты колонн

12.2.1. Конструкции сборных фундаментов

В зависимости от размеров сборные фундаменты колонн выполняют цельными и составными. Размеры цельных фундаментов (рис. 12.2) относительно невелики. Их выполняют из тяжелых бетонов классов В15...В25, устанавливают на песчано-гравийную уплотненную подготовку толщиной 100 мм. В фундаментах предусматривают арматуру, располагаемую по подошве в виде сварных сеток. Минимальную толщину защитного слоя арматуры принимают 35 мм. Если под фундаментом нет подготовки, то защитный слой делают не менее 70 мм.

Сборные колонны заделывают в специальные гнезда (стаканы) фундаментов. Глубину заделки d_2 принимают равной 1...1,5 большому размеру поперечного сечения колонн или в 1,5 раза больше. Толщина нижней плиты гнезда должна быть не менее 200 мм. Зазоры между колонной и стенками стакана принимают следующими: внизу — не менее 50 мм, поверху — не менее 75 мм. При монтаже колонну устанавливают в гнездо с помощью подкладок и клиньев или кондуктора и рихтуют, после чего зазоры заполняют бетоном класса В17,5 на мелком заполнителе.

Сборные фундаменты больших размеров, как правило, выполняют составными из нескольких монтажных блоков (рис. 12.3). На них расходуются больше материалов, чем на цельные. При значительных моментах и горизонтальных распорах блоки составных фундаментов соединяют между собой сваркой выпусков, анкеров, закладных деталей и т. п.

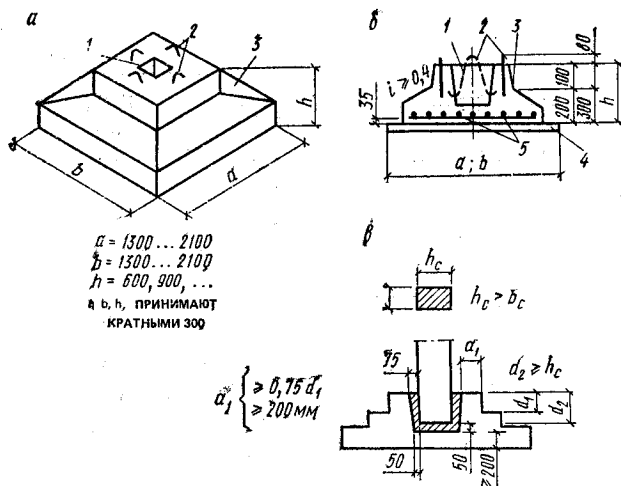


Рис. 12.2. Сборные целые железобетонные фундаменты колонн
a — общий вид; *б* — сечение; *в* — сопряжение сборной колонны с фундаментом; 1 — гнездо колонны; 2 — петли; 3 — фундамент; 4 — подготовка; 5 — сварная сетка

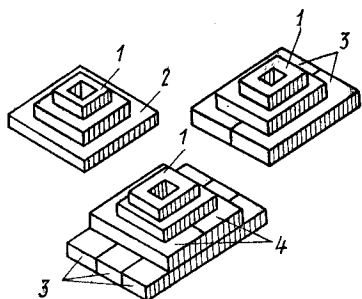


Рис. 12.3. Составные железобетонные фундаменты

1 — подколонник; 2 — фундаментная плита цельная; 3 — то же блочная; 4 — подколонные блоки

12.2.2. Конструкции монолитных фундаментов

Монолитные отдельные фундаменты устраивают под сборные и монолитные каркасы зданий и сооружений. Типовые конструкции монолитных фундаментов, сопрягаемых со сборными колоннами, разработаны под унифицированные размеры (кратные 300 мм): площадь подошвы — (1,5×1,5) ... (6×5,4) м, высота фундамента — 1,5; 1,8; 2,4; 3; 3,6 и 4,2 м (рис. 12.4). В фундаментах при-

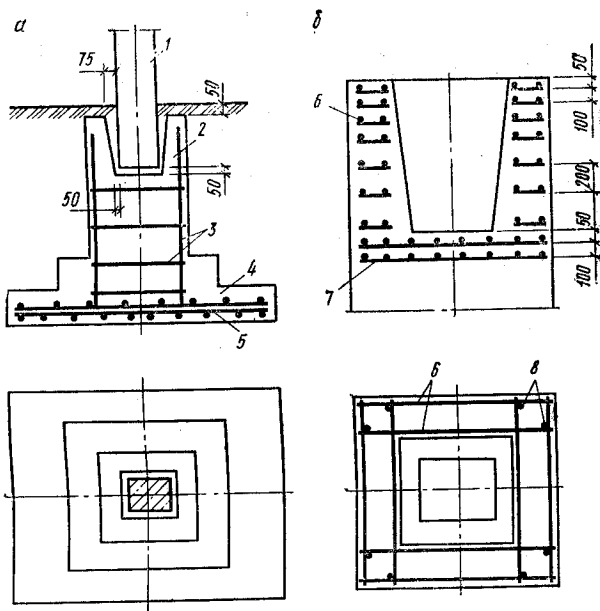


Рис. 12.4. Монолитный отдельный фундамент, сопрягаемый со сборной колонной

а — общий вид и схема армирования; *б* — схема армирования стакана подколлонника; 1 — сборная колонна; 2 — подколлонник; 3 — каркас подколлонника; 4 — фундаментная плита; 5 — арматурные сетки фундаментной плиты; 6 — сварные сетки стакана; 7 — сетки косвенного армирования дна стакана; 8 — вертикальные стержни каркаса подколлонника

няты: удлиненный подколлонник, армированный пространственным каркасом; фундаментная плита с отношением размера вылета к толщине до 1 : 2, армированная двойной сварной сеткой; высоко размещенный армированный подколлонник.

Монолитные фундаменты, сопрягаемые с монолитными колонками (рис. 12.5), бывают по форме ступенчатыми и пирамидальными (ступенчатые по устройству опалубки проще). Общую высоту фундамента h принимают такой, чтобы не требовалось его армирования хомутами и отгибами. Давление от колонн передается на фундамент, отклоняясь от вертикали в пределах 45° . Этим руководствуются при назначении размеров верхних ступеней фундамента (см. рис. 12.5, в).

Монолитные фундаменты, как и сборные, армируют

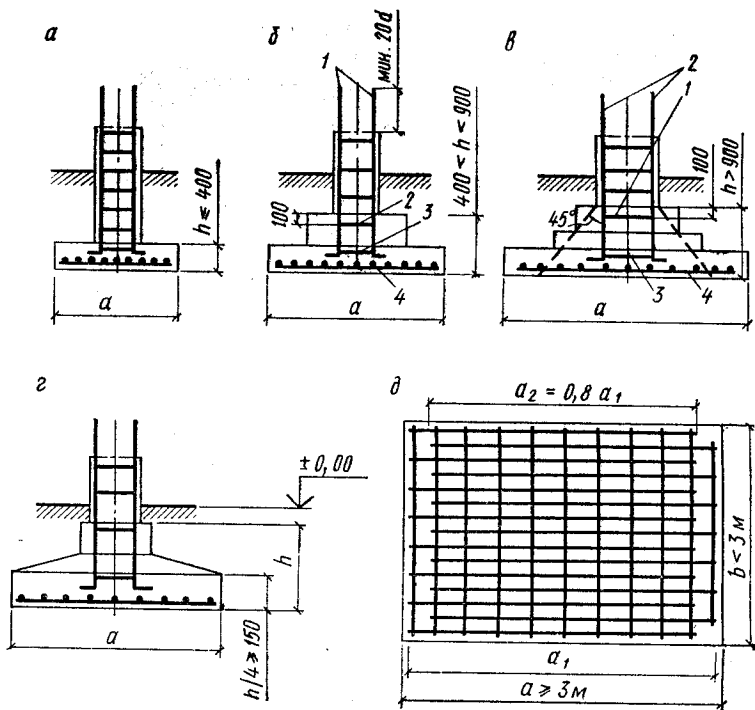


Рис. 12.5. Монолитные железобетонные отдельные фундаменты
а — фундамент одноступенчатый; *б* — то же двухступенчатый; *в* — то же трехступенчатый; *г* — то же пирамидальный; *д* — армирование фундамента по подошве нестандартными сварными сетками; 1 — выпуски каркасов; 2 — второй (снизу) хомут каркаса; 3 — первый хомут каркаса; 4 — сварные сетки

сварными сетками только по подошве. При размерах стороны подошвы более 3 м в целях экономии стали применяют нестандартные сварные сетки, в которых половину стержней не доводят до конца на $\frac{1}{10}$ длины (см. рис. 12.5, д).

Для связи с монолитной колонной из фундамента выпускают арматуру с площадью сечения, равной расчетному сечению арматуры колонны у обреза фундамента. В пределах фундамента выпуски соединяют хомутами в каркас, который устанавливают на бетонные или кирпичные прокладки. Длина выпусков из фундаментов должна быть достаточной для устройства стыка арматуры согласно существующим требованиям. Стыки выпу-

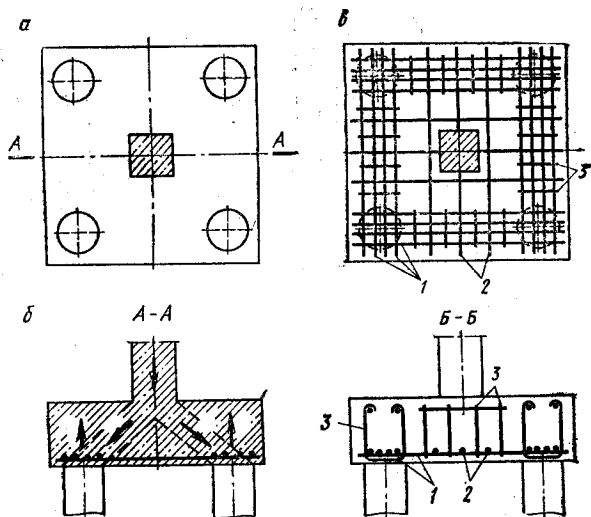


Рис. 12.6. Ростверк отдельной опоры

а — план; б — схема внутренних сил; в — схема армирования; 1 — арматурные контурные пояса для восприятия распора; 2 — арматура центральной зоны ростверка; 3 — хомуты контурных поясов

сков делают выше уровня пола. Арматуру колонны можно соединять с выпусками внахлестку без сварки по общим правилам конструирования таких стыков. В колоннах, центрально сжатых или внецентренно сжатых при малых эксцентриситетах, арматуру соединяют с выпусками в одном месте; в колоннах, внецентренно сжатых при больших эксцентриситетах, — не менее чем в двух уровнях с каждой стороны колонны. Если при этом на одной стороне сечения колонны находится три стержня, то первым соединяют средний.

Арматуру колонн с выпусками лучше соединять дуговой сваркой. Конструкция стыка должна быть удобной для монтажа и сварки. Если все сечение армировано лишь четырьмя стержнями, то стыки выполняют только сварными.

Ростверки свайных фундаментов предназначены для передачи давления от опор на сваи. Ростверк представляет собой жесткую плиту (рис. 12.6), в которой давление от колонны распространяется от опоры во все стороны в плане. По направлениям от центра опоры в стороны свай

эти силы передаются непосредственно на сваи; в пролете между сваями (рис. 12.6, б) они должны быть уравновешены силами F_2 , которые необходимо «подвесить» к сжатой зоне ростверка и таким образом также передать на сваи. В соответствии с этим устанавливают схему армирования ростверка: арматурные контурные пояса сдерживают распор от сил F_1 ; объемлющие их хомуты воспринимают силы F_2 и анкеруются в бетоне сжатой зоны ростверка; пониже в центральной зоне ростверка размещается пролетная растянутая арматура (см. рис. 12.6, в).

12.2.3. Расчет фундаментов

Общие положения. В общем случае размеры подошвы фундамента назначают согласно требованиям норм проектирования оснований зданий и сооружений, рассчитывая основания по несущей способности и по деформациям, что изложено в курсе оснований и фундаментов. Допускается предварительно определять размеры подошвы фундаментов зданий классов I и II, а также окончательно их назначать для фундаментов зданий и сооружений класса III при основаниях, сжимаемость которых не увеличивается с глубиной, из условия, что среднее давление на основание под подошвой фундамента не превышает значения, вычисляемого по расчетному давлению R_0 , фиксированному для фундаментов шириной 1 м на глубине 2 м.

Расчетное давление R_0 зависит от вида и состояния грунта; его принимают по результатам инженерно-геологических изысканий площадки строительства и по указаниям норм.

Для окончательного назначения размеров фундамента расчетное давление на грунт основания R определяют по формулам:

при $d \leq 2$ м

$$R = R_0 [1 + k_1 (b - b_0)/b_0] (d + d_0)/2d_0;$$

при $d > 2$ м

$$R = R_0 [1 + k_1 (b - b_0)/b_0] + k_2 \gamma (d - d_0),$$

(12.1)

где b и d — соответственно ширина и глубина заложения проектируемого фундамента, м; $b_0 = 1$ м; $d_0 = 2$ м; γ — нагрузка от веса 1 м³ грунта, расположенного выше подошвы фундамента, кН/м³; $k_1 = 0,125$ — коэффициент, принимаемый для оснований, сложенных крупнообломочными и песчаными грунтами; $k_1 = 0,05$ — то же, пылева-

тыми песками, супесями, суглинками и глинами; $k_2=0,25$ — коэффициент, принимаемый для оснований, сложенных крупнообломочными и песчаными грунтами; $k_2=0,2$ — то же, супесями и суглинками; $k_2=0,15$ — то же, глинами.

Опыты показали, что давление на основание по подошве фундамента в общем случае распределяется неравномерно в зависимости от жесткости фундамента, свойств грунта, интенсивности среднего давления. При расчетах условно принимают, что оно распределено равномерно.

Давление на грунт у края фундамента, загруженного внецентренно в одном направлении, не должно превышать $1,2R$, а в углу, при двухосном внецентренном нагружении, — $1,5R$.

Размеры сечения фундамента и его армирование определяют как из расчета прочности на воздействия, вычисленные при нагрузках и сопротивлении материалов по первой группе предельных состояний.

Центрально-нагруженные фундамента. Необходимая площадь подошвы центрально-нагруженного фундамента (рис. 12.7) при предварительном расчете

$$A = ab = N_n / (R - \gamma_m d), \quad (12.2)$$

где N_n — нормативная сила, передаваемая фундаменту; d — глубина заложения фундамента; $\gamma_m=20$ кН/м³ — усредненная нагрузка от веса 1 м³ фундамента и грунта на его уступах.

Если нет особых требований, то центрально-нагруженные фундамента делают квадратными в плане или близкими к этой форме.

Минимальную высоту фундамента с квадратной подошвой определяют условным расчетом его прочности на продавливание в предположении, что оно может происходить по поверхности пирамиды, боковые стороны которой начинаются у колонн и наклонены под углом 45°. Это условие выражается формулой (для тяжелых бетонов)

$$P \leq R_{bt} h_0 u_m, \quad (12.3)$$

где R_{bt} — расчетное сопротивление бетона при растяжении; $u_m = 2(h_k + b_k + 2h_0)$ — среднее арифметическое между периметрами верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания в пределах полезной высоты фундамента h_0 .

Продавливающую силу принимают согласно расчету по первой группе предельных состояний на уровне верха фундамента за вычетом давления грунта по площади основания пирамиды продавливания:

$$P = N - A_1 p, \quad (12.4)$$

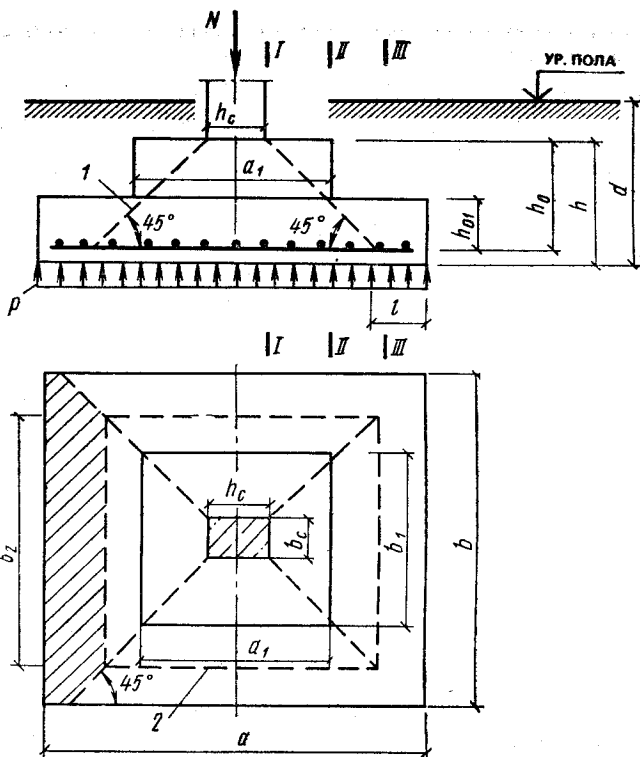


Рис. 12.7. К расчету центрально-нагруженного фундамента
 1 — пирамида продавливания; 2 — основание пирамиды продавливания

где $p = N/A_1$; $A_1 = (h_c + 2h_0)(b_c + 2h_0)$; N — расчетная сила.

В формуле (12.4) нагрузка от веса фундамента и грунта на нем не учитывается, так как он в работе фундамента на продавливание не участвует. Полезная высота фундамента может быть вычислена по приближенной формуле, выведенной на основании выражений (12.3) (12.4):

$$h_0 = -0,25(h_c + b_c) + 0,5\sqrt{N/(R_{bt} + p)}. \quad (12.5)$$

Фундаменты с прямоугольной подошвой рассчитывают на продавливание также по условию (12.3), принимая

$$P = A_2 p; \quad u_m = 0,5(b_1 + b_2),$$

где A_2 — площадь заштрихованной части подошвы на рис. 12.7; b_1

и b_2 — соответственно верхняя и нижняя стороны одной грани пирамиды продавливания.

Полную высоту фундамента и размеры верхних ступеней назначают с учетом конструктивных требований, указанных выше.

Внешние части фундамента под действием реактивного давления грунта снизу работают подобно изгибаемым консолям, заделанным в массиве фундамента. Их рассчитывают в сечениях: $I—I$ — по грани колонны, $II—II$ — по грани верхней ступени, $III—III$ — по границе пирамиды продавливания.

Полезную высоту нижней ступени принимают такой, чтобы она отвечала условию прочности по поперечной силе без поперечного армирования в наклонном сечении, начинающемся в сечении $III—III$ (на основании формул гл. 3). Для единицы ширины этого сечения

$$Pl = Q, \quad (12.6)$$

где на основании *рис. 12.7*

$$l = 0,5(a - h_c - 2h_0).$$

Кроме того, полезная высота нижней ступени должна быть проверена по прочности на продавливание по условию (12.3).

Армирование фундамента по подошве определяют расчетом на изгиб по нормальным сечениям $I—I$ и $II—II$. Значение расчетных изгибающих моментов в этих сечениях

$$M_I = 0,125p(a - h_c)^2 b; \quad M_{II} = 0,125p(a - a_1)^2 b. \quad (12.7)$$

Сечение рабочей арматуры на всю ширину фундамента можно вычислить, принимая

$$A_{sI} = M_I / 0,9h_0 R_s; \quad A_{sII} = M_{II} / 0,9h_{0I} R_s. \quad (12.8)$$

Содержание арматуры в расчетном сечении должно обеспечивать минимально допустимый процент армирования в изгибаемых элементах.

При прямоугольной подошве сечение арматуры фундамента определяют расчетом в обоих направлениях.

Если в результате окончательного расчета оснований фундамента согласно указаниям норм проектирования оснований предварительно принятые размеры подошвы необходимо изменить, конструкция фундамента должна быть откорректирована.

Внецентренно нагруженные фундаменты. Их целесо-

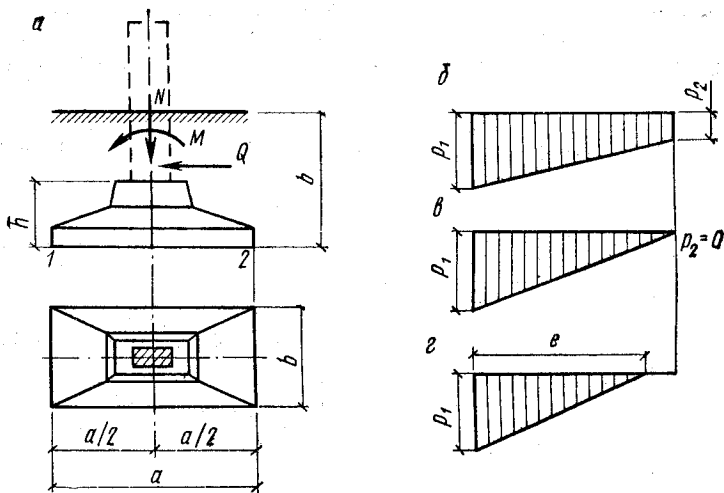


Рис. 12.8. К расчету внецентренно нагруженного фундамента
a — расчетная схема; *b*, *в*, *г* — эпюры давления

образно выполнять с прямоугольной подошвой, вытянутой в плоскости действия момента. Предварительно крайние давления под подошвой фундамента (рис. 12.8, *a*) в случае одноосного внецентренного нагружения определяют в предположении линейного распределения давления по грунту в направлении действия момента по формулам:

$$p_{1,2} = N_{inf} (1 \pm 6e/a) / ab, \quad (12.9)$$

$$\text{при } e = M_{inf} / N_{inf} \leq a/6;$$

$$p_1 = 2N_{inf} / bl = 2N_{inf} / 3b (0,5a - e) \quad (12.10)$$

$$\text{при } e = M_{inf} / N_{inf} > a/6 \dots$$

В этих формулах

$$N_{inf} = N_n + \gamma_m dab; \quad M_{inf} = M_n + Q_n, \quad (12.11)$$

где N_n , M_n , Q_n — соответственно нормальная сила, изгибающий момент и поперечная сила, действующие в колонне на уровне верха фундамента; N_{inf} , M_{inf} — соответственно сила и момент на уровне подошвы фундамента.

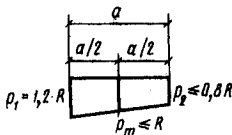
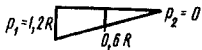
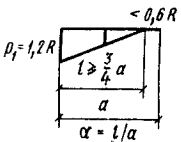
Согласно нормам, крайние давления на грунт не должны превышать $1,2R$, а среднее давление

$$p_m = N_{inf} / (a + b) \leq R.$$

Допустимая степень неравномерности крайних дав-

лений зависит от характера конструкций, опирающихся на фундамент. В одноэтажных зданиях, оборудованных кранами грузоподъемностью более 75 т, и в открытых

12.1. Формулы для определения размеров подошвы отдельных прямоугольных фундаментов, внецентренно нагруженных в одном направлении

№ схемы	Эпюра напряжений под подошвой фундамента	Формулы для определения размеров
1		$a = e_0 (2 + \sqrt{1,055 K - 2,5});$ $K = \frac{N_{inf}}{(1,2 R - \gamma_m d) \beta e_0^2};$ $b = \beta a; \beta < 1$
2		$a = 6e_0 \left(1 - \frac{\gamma_m d}{0,6 R}\right);$ $b = \frac{N_{inf}}{a (0,6 R - \gamma_m d)}$
3		$a = 5e_0 \frac{0,6 R \alpha - \gamma_m d}{R \alpha (1,5 - \alpha)};$ $b = \frac{N_{inf}}{a (0,6 R \alpha - \gamma_m d)}$

Примечание. В таблице: β — заданное отношение сторон подошвы; $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$ — усредненная нагрузка от веса 1 м^3 фундамента с грунтом на его уступах; d — глубина заложения фундамента; e_0 — эксцентриситет силы (без учета веса фундамента и грунта на нем) на уровне подошвы фундамента; значения величин в формулах приняты в т, м.

эстакадах по опыту проектирования принимают $p_2 \geq \geq 0,25p_1$ (рис. 12.8, б); в зданиях с кранами грузоподъемностью менее 75 т допустима эпюра давления по рис. 12.8, в; в бескрановых зданиях при расчете на дополнительные сочетания нагрузок возможна эпюра по рис. 12.8, г с выключением из работы не более $1/4$ подошвы фундамента ($l \geq 3/4a$).

При подборе размеров подошвы фундаментов с учетом перечисленных условий можно использовать формулы, приведенные в табл. 12.1.

Конструкцию внецентренно нагруженного фундамента рассчитывают теми же приемами, что и центрально-загруженного. При этом расчете давление на грунт определяют от расчетных усилий без учета массы фундамента и засыпки на нем. Изгибающие моменты, действующие в консольных частях фундамента, можно вычислять, заменяя трапециевидные эпюры давления равновеликими прямоугольниками.

12.3. Ленточные фундаменты

12.3.1. Ленточные фундаменты под несущими стенами

Под несущими стенами ленточные фундаменты выполняют преимущественно сборными. Они состоят из блоков-подушек и фундаментных блоков (рис. 12.9). Блоки-подушки могут быть постоянной и переменной толщины, сплошными, ребристыми, пустотными. Укладывают их вплотную или с зазорами. Рассчитывают только подушку, выступы которой работают как консоли, нагруженные реактивным давлением грунта p (без учета массы веса и грунта на ней). Сечение арматуры подушки подбирают по моменту

$$M = 0,5pl^2,$$

где l — вылет консоли,

Толщину сплошной подушки h устанавливают по расчету на поперечную силу $Q = pl$, назначая ее такой, чтобы не требовалось постановки поперечной арматуры.

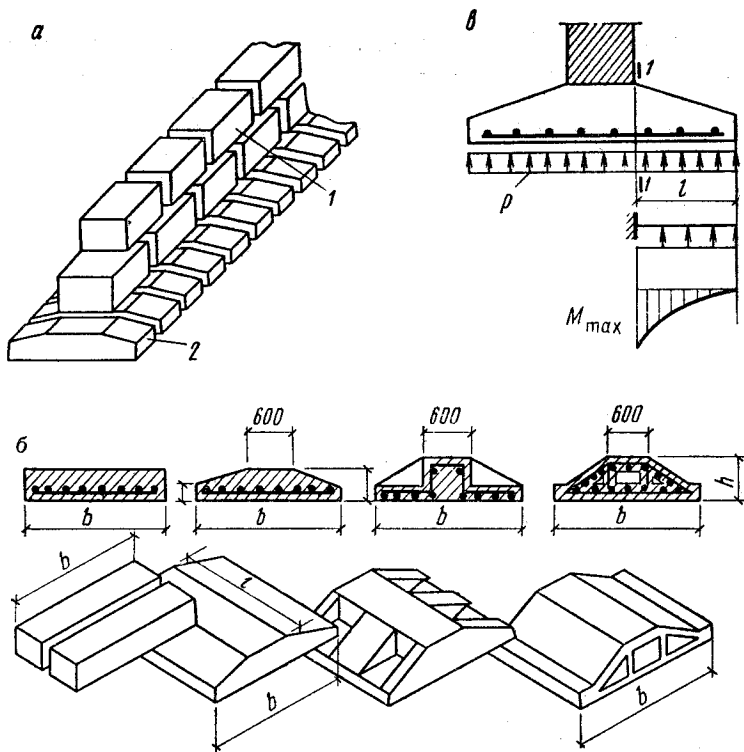


Рис. 12.9. Сборные ленточные фундаменты под стенами

a — общий вид; *б* — типы блоков-подушек фундаментов; *в* — к расчету подушки фундамента; 1 — фундаментные блоки; 2 — блоки-подушки

12.3.2. Ленточные фундаменты под рядами колонн

Ленточные фундаменты под рядами колонн возводят в виде отдельных лент продольного или поперечного (относительно рядов колонн) направления и в виде перекрестных лент (рис. 12.10). Ленточные фундаменты могут быть сборными и монолитными. Они имеют тавровое поперечное сечение с полкой понизу. При грунтах высокой связности иногда применяют тавровый профиль с полкой поверху. При этом уменьшается объем земляных работ и опалубки, но усложняется механизированная выемка грунта.

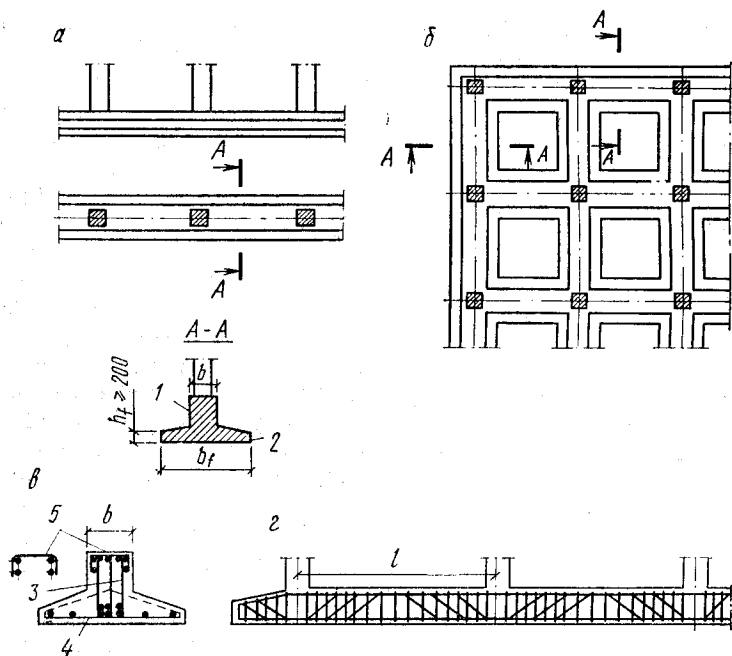


Рис. 12.10. Ленточные монолитные фундаменты под колоннами
а — отдельные ленты; б — перекрестные ленты; в — армирование ленточных фундаментов в поперечном сечении; г — то же в продольном направлении; 1 — ребро; 2 — полка; 3 — сварные каркасы; 4 — нижние сварные сетки корытообразные; 5 — верхние сварные сетки корытообразные

Выступы полки тавра работают как консоли, защемленные в ребре. Полку назначают такой толщины, чтобы при расчете на поперечную силу в ней не требовалось армирования поперечными стержнями или отгибами. При малых вылетах полку принимают постоянной высоты; при больших — переменной с утолщением к ребру.

Отдельная фундаментная лента работает в продольном направлении на изгиб как балка, находящаяся под воздействием сосредоточенных нагрузок от колонн сверху и распределенного реактивного давления грунта снизу. Ребра армируют подобно многопролетным балкам. Продольную рабочую арматуру назначают расчетом по нормальным сечениям на действие изгибающих моментов; поперечные стержни (хомуты) и отгибы — расчетом по наклонным сечениям на действие поперечных сил. Для

повышения жесткости фундаментов их поперечное сечение подбирают при низких процентах армирования, однако не ниже минимально допустимого по нормам для изгибаемых элементов. При конструировании необходимо предусматривать возможность неравномерного нагружения фундамента в процессе возведения сооружения и неравномерных осадок основания. С этой целью в ребрах устанавливают непрерывную продольную верхнюю и нижнюю арматуру $\mu = 0,2 \dots 0,4 \%$ с каждой стороны.

Ленты армируют сварными или вязаными каркасами (см. рис. 12.10, в, г). Плоских сварных каркасов в поперечном сечении ребра должно быть не менее двух при ширине ребра $b \leq 400$ мм, не менее трех при $b = 400 \dots 800$ мм и не менее четырех при $b > 800$ мм. Верхние продольные стержни сварных каркасов рекомендуется укреплять на всем протяжении в горизонтальном направлении сварными сетками (корытообразными или плоскими с крюками на концах поперечных стержней), а также в продольном направлении с помощью поперечных стержней в каркасах не реже, чем через $20d$ (где d — диаметр продольных стержней).

При армировании ребер вязаными каркасами число вертикальных ветвей хомутов в поперечном сечении должно быть не менее четырех при $b = 400 \dots 800$ мм и не менее шести при $b > 800$ мм. Хомуты — замкнутые, диаметром не менее 8 мм, с шагом не более $15d$.

Расстояние между стержнями продольной рабочей арматуры можно назначать по общим правилам; в тяжелых фундаментах для увеличения крупности заполнителя в бетоне эти расстояния следует принимать не менее 100 мм. В расчетное сечение арматуры ленты включают продольные стержни каркасов и сеток. Часть нижних продольных рабочих стержней (до 30 %) может быть распределено по всей ширине полки.

При армировании полок сварными и вязаными сетками целесообразно широкие сварные сетки укладывать таким образом, чтобы продольные стержни использовать как арматуру лент, а поперечные — как арматуру полки. Узкие сетки при армировании укладывают в два ряда (рис. 12.11, а), размещая в нижнем ряду сетки с рабочей арматурой полки. Все сетки укладывают без нахлестки, за исключением верхних, которые в продольном направлении соединяют внахлестку без сварки по правилам соединения сварных сеток в рабочем направлении. При

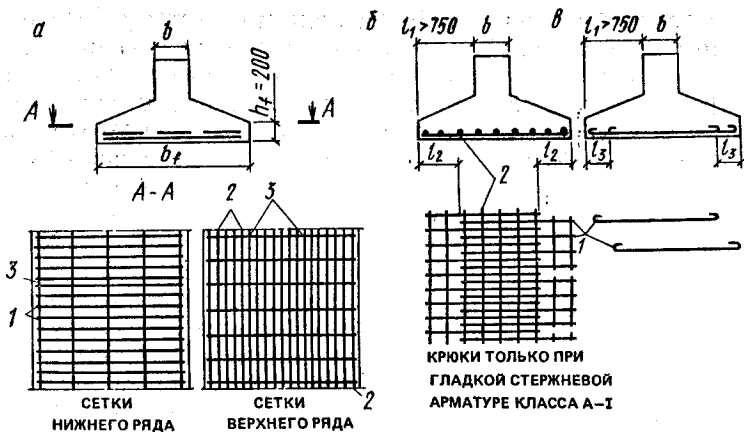


Рис. 12.11. Армирование ленточных фундаментов

a — узкими стандартными сварными сетками; *б* — нестандартными сварными сетками; *в* — вязаными сетками; 1 — рабочие стержни полки; 2 — то же ленты; 3 — стыки сварных сеток

больших вылетах полки (более 750 мм) половина рабочей арматуры может быть не доведена до наружного края на расстояние $l_3 = 0,5l_1 - 20$ (рис. 12.11, б). Если в полке возможно появление моментов обратного знака, то предусматривают верхнюю арматуру (см. рис. 12.10, в, пунктир).

12.3.3. Расчет ленточных фундаментов

Общие сведения. Расчет ленточного железобетонного фундамента охватывает: определение давления грунта по подошве фундамента с учетом его совместного деформирования с основанием; вычисление внутренних сил и моментов, действующих в фундаменте; установление размеров поперечного сечения ленты и ее необходимого армирования.

Расчет деформаций основания и анализ его результатов по требованиям о допустимой абсолютной осадке, средней осадки, относительной неравномерности осадок, крена и других показателей, а также установление значения расчетного давления на основание R выполняют по указаниям норм проектирования оснований зданий и сооружений.

Ленточный фундамент и его основание работают под

нагрузкой совместно, образуя единую систему. Результатом их взаимодействия является давление грунта, развивающееся по подошве. При расчете различают фундаменты: жесткие, перемещения которых вследствие деформирования конструкции малы по сравнению с перемещениями основания; деформируемые, перемещения которых соизмеримы с перемещениями основания.

К жестким фундаментам могут быть отнесены ленты большого поперечного сечения и сравнительно малой длины, нагруженные колоннами при небольших расстояниях между ними. Ленты большой длины, нагруженные колоннами, расположенными на значительных расстояниях, относятся к деформируемым фундаментам.

Простыми математическими зависимостями не представляется возможность выразить физические свойства всего многообразия грунтов и их напластований. В нормах проектирования оснований зданий и сооружений указывается, что расчетную схему основания (линейно или нелинейно деформируемое полупространство; обжимаемый слой конечной толщины; среда, характеризующаяся коэффициентом постели, и т. д.) надлежит принимать, учитывая механические характеристики грунтов, их напластование и особенности сооружения (размеры и конфигурация в плане, общая жесткость надфундаментной конструкции и т. п.). При этом рекомендуется выбирать схему либо линейно деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи, либо линейно деформируемого слоя конечной толщины, если он (на глубине менее условно ограниченной сжимаемой толщи полупространства) представлен малосжимаемым грунтом с модулем деформации $E \geq 100$ МПа или если размеры подошвы фундамента велики (шириной, диаметром более 10 м), а грунт обладает $E \geq 10$ МПа — независимо от глубины залегания малосжимаемого грунта.

В практике при решении ряда задач применяют метод расчета фундаментов на линейно деформируемом основании с коэффициентом постели. Он приемлем при слабых грунтах или при очень малой толщине сжимаемого слоя, подстилаемого недеформируемым массивом.

Для ленточных фундаментов, имеющих сравнительно малую ширину подошвы в сравнении с длиной ленты, практическое значение имеет схема основания как линейно-деформируемого полупространства, а при огово-

Коэффициенты при неизвестных силах характеризуют перемещения в системе вдоль действующих сил и состоят из двух слагаемых:

$$\delta_{ki} = v_{ki} + y_{ki}. \quad (12.13)$$

Прогиб балки v_{ki} (рис. 12.12, в) вычисляют по правилам строительной механики:

$$v_{ki} = \int \frac{M_k M_l}{EI} dx = a_k^2 (a_i - a_k/3)/2EI = c^3 \omega_{ki}/6EI, \quad (12.14)$$

$$\text{где } \omega_{ki} = (a_k/c)^3 (3a_i/c - a_k/c).$$

Осадку основания y_{ki} (рис. 12.12, г) определяют по формуле

$$y_{ki} = (1 - \mu_0^2) F_{ki} / \pi E_0 c, \quad (12.15)$$

где E_0 и μ_0 — соответственно модуль деформации и коэффициент Пуассона грунта; F_{ki} — функция осадки поверхности основания в точке k при воздействии единичных сил $X_i=1$. Значения этой функции, вычисленные на основе решения соответствующей задачи из теории упругости, приведены в табл. 12.2.

12.2. Значения функции F_{ki} для определения осадки поверхности основания как упругой полуплоскости

x/c	F_{ki}			
	$b/c = 2/3$	$b/c = 1$	$b/c = 2$	$b/c = 3$
0	4,265	3,525	2,406	1,867
1	1,069	1,038	0,929	0,829
2	0,508	0,505	0,49	0,469
3	0,336	0,335	0,33	0,323
4	0,251	0,25	0,249	0,246
5	0,2	0,2	0,199	0,197
6	0,167	0,167	0,168	0,165
7	0,143	0,143	0,143	0,142
8	0,125	0,125	0,125	0,124
9	0,111	0,111	0,111	0,111
10	0,1	0,1	0,1	0,1

Примечание. x — расстояние от точки приложения груза до данной точки; b — ширина балки; c — расстояние между стержнями.

Все перемещения в системе уравнений (12.12) имеют множитель

$$\pi E_0 c / (1 - \mu_0^2).$$

Функцию F_{ki} нужно рассматривать как суммарную

от действия двух сил X_i и X_i^* одновременно и на своих расстояниях от точки k , для которой определяется перемещение. Например, для F_{32} следует учесть, что одна сила $X_2=1$ находится от точки 3 на расстоянии c , а другая $X_2=1$ — на расстоянии $5c$; ординаты их линий влияния, взятые из табл. 12.2, должны быть сложены, и, таким образом, при $b/c=1$, $F_{32}=1,038+0,2=1,238$.

Подстановка выражений (12.14) и (12.15) в (12.13) дает

$$\delta_{ki} = (F_{ki} + \alpha \omega_{ki}) (1 - \mu_0^2) / \pi E_0 c, \quad (12.16)$$

$$\text{где } \alpha = \pi E_0 c^4 / 6EI (1 - \mu_0^2). \quad (12.17)$$

Прогибы балки w учитывают с одной стороны, так как вследствие заделки одна сторона балки на другую не влияет.

При очень жестких балках EI имеет большое значение и α приближается к нулю; при гибких EI меньше и $\alpha=0,1\dots 1$.

Жесткость балки до образования нормальных трещин в бетоне вычисляют по сплошному сечению балки как EI , после образования трещин — как значение B [см. формулу (7.123)].

Перемещения от внешних сил P (нагрузки) определяют по формуле

$$\Delta_{kp} = \alpha \omega_{kp} P (1 - \mu_0^2) / \pi E_0 c, \quad (12.18)$$

$$\text{где } \omega_{kp} = (a_h/c)^2 (3a/c - a_h/c).$$

Ордината эпюры реакций

$$p_i = X_i / cb. \quad (12.19)$$

Эпюра реакций получается ступенчатой, разрывы в ней должны быть сглажены (рис. 12.12, д).

Изгибающие моменты (рис. 12.12, е) находят как в консольной балке. Например, для точки 2

$$M_2 = X_4 2c + X_3 c + 0,5 X_2 (c/4);$$

здесь от силы X_2 учитывают часть распределенной нагрузки, расположенной за точкой 2.

Кроме изгибающих моментов вычисляют также поперечные силы, действующие на ленту. По найденным M и Q конструируют ленточный фундамент, соблюдая общие указания для проектирования железобетонных конструкций.

Если балка образована из участков различной жест-

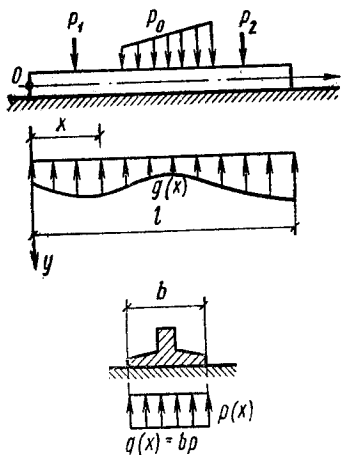


Рис. 12.13. К расчету балки на упругом основании с коэффициентом постели

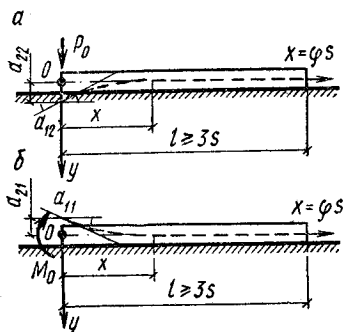


Рис. 12.14. Расчетные схемы длинных балок при загрузке на конце

a — сосредоточенной силой, схема I; *b* — изгибающим моментом, схема II

кости, то расчетная система не изменяется (см. рис. 12.12), но в ней прогибы балки v_{ik} вычисляются с учетом своей жесткости на составляющих участках.

Расчет ленточного фундамента как балки на упругом основании с коэффициентом постели. Общие положения. Предпосылкой расчета является гипотеза о том, что осадка в данной точке основания не зависит от осадки других точек и прямо пропорциональна давлению в этой точке.

Согласно этой предпосылке основание проседает только в пределах подошвы сооружения. В действительности же основание вовлекается в работу и за пределами фундамента.

Для балки на упругом основании с коэффициентом постели c_y (рис. 12.13) погонное давление со стороны грунта в месте, фиксированном расстоянием x .

$$q(x) = bp = bc_y y, \quad (12.20)$$

где c_y — коэффициент постели, ориентировочно равный: при весьма слабых грунтах — 0,3...1, при слабых грунтах — 1...3, при грунтах средней плотности — 3...8 кг/см³; b — ширина подошвы; p — отпор грунта (давление на грунт); y — осадка грунта и балки на расстоянии x от ее конца (начало координат),

Продифференцировав дважды это выражение, получают

$$q'' = bc_y y'' \quad (12.21)$$

Принимают во внимание зависимости, известные из сопротивления материалов:

$$y'' = -(M/EI); \quad q - p_0 = M'' \text{ или } q'' = M^{IV}, \quad (12.22)$$

где под p_0 подразумевается линейная функция нагрузки.

Подставив зависимости (12.22) в выражение (12.21), после несложных преобразований получают дифференциальное уравнение

$$0,25s^4 M^{IV} + M = 0, \quad (12.23)$$

в котором

$$s = \sqrt[4]{4EI/bc_y}. \quad (12.24)$$

Величина s имеет линейную размерность и называется линейной характеристикой балки на упругом основании.

При $l/s < 0,75$ (где l — длина балки) балки называются *жесткими* (в них деформациями изгиба можно пренебречь); при $0,75 < l/s < 3$ — *короткими*; при $l/s > 3$ — *длинными*. Указанные границы условны, поэтому в практике допустимы некоторые отклонения.

Общее решение уравнения (12.23) имеет следующий вид:

$$M = C_1 e^{-\varphi} \cos \varphi + C_2 e^{-\varphi} \sin \varphi + C_3 e^{\varphi} \cos \varphi + C_4 e^{\varphi} \sin \varphi, \quad (12.25)$$

где $\varphi = x/s$, причем x — текущая координата.

Длинные балки. В длинной балке со схемами загрузок по рис. 12.14 на конце $x=l$ момент и поперечная сила имеют нулевые значения, т. е. $M=0$ и $Q=dM/dx=0$. Эти условия соблюдаются, если в выражении (12.25) принять $C_3=0$ и $C_4=0$.

Следовательно, общее решение для длинной балки при данной схеме загрузки имеет вид

$$M = C_1 e^{-\varphi} \cos \varphi + C_2 e^{-\varphi} \sin \varphi. \quad (12.26)$$

Как вывод, следует отметить, что параметры одного конца длинной балки на другой конец не влияют.

Последовательное дифференцирование уравнения (12.26) дает выражения для поперечной силы Q и кратных перемещений EI : осадки $w = EIy$ и угла поворота $w' = EIy'$. Одновременно с осадкой балки находят дав-

ление на грунт с учетом выражений (12.20) и (12.24):

$$q = bc_y y = bc_y w/EI = 4w/s^4. \quad (12.27)$$

Таким образом,

$$Q = M' = [-C_1 e^{-\varphi} (\cos \varphi + \sin \varphi) + C_2 e^{-\varphi} (\cos \varphi - \sin \varphi)]/s; \quad (12.28)$$

$$w = 0,25qs^4 = 0,5 s^2 (C_1 e^{-\varphi} \sin \varphi - C_2 e^{-\varphi} \cos \varphi); \quad (12.29)$$

$$w' = 0,5 s [C_1 e^{-\varphi} (\cos \varphi - \sin \varphi) + C_2 e^{-\varphi} (\cos \varphi + \sin \varphi)]. \quad (12.30)$$

Постоянные интегрирования C_1 и C_2 определяют из граничных условий.

Для схемы I (см. рис. 12.14, а) — загрузка балки сосредоточенной силой P_0 на конце (в начале координат) — при $x=0$, $\varphi=0$ имеют $M=0$ и $Q=P_0$ (положительное направление поперечной силы — вверх). Из выражений (12.26) и (12.28) находят, что $C_1=0$ и $C_2=sP_0$, а потому

$$M = -sP_0 e^{-\varphi} \sin \varphi; \quad Q = -P_0 e^{-\varphi} (\cos \varphi - \sin \varphi); \quad (12.31)$$

$$w = (s^3/2) P_0 e^{-\varphi} \cos \varphi; \quad w' = -(s^2/2) P_0 e^{-\varphi} (\cos \varphi + \sin \varphi). \quad (12.32)$$

Для схемы II (см. рис. 12.14, б) — загрузка балки сосредоточенным моментом M_0 на конце (в начале координат) — при $x=0$, $\varphi=0$ имеют $M=M_0$ и $Q=0$. Из выражений (12.26) и (12.28) находят, что $C_1=C_2=M_0$ и

$$M = M_0 e^{-\varphi} (\cos \varphi + \sin \varphi); \quad Q = -(2/s) M_0 e^{-\varphi} \sin \varphi; \quad (12.33)$$

$$w = (s^2/2) M_0 e^{-\varphi} (\sin \varphi - \cos \varphi); \quad w' = sM_0 e^{-\varphi} \cos \varphi. \quad (12.34)$$

Из этих решений можно получить коэффициенты влияния перемещений для загруженного конца балки: при $M_0=1$ имеют место EI —кратные: угол поворота a_{11} и осадка a_{21} (см. рис. 12.14, б). При $Q=1$ имеют место EI —кратные: осадка a_{22} и угол поворота a_{12} (см. рис. 12.14, а)

$$a_{11} = s; \quad a_{12} = a_{21} = -s^2/2; \quad a_{22} = s^3/2. \quad (12.35)$$

В схеме III (рис. 12.15, а) в силу ее симметрии на каждую полубалку действует половинная нагрузка, причем сечение под грузом не поворачивается. Следовательно, при $x=0$, $\varphi=0$ имеют $Q=-P_0/2$ и $w'=0$. Из выражений (12.28) и (12.30) находят $C_1=-C_2=P_0s/2$, по-

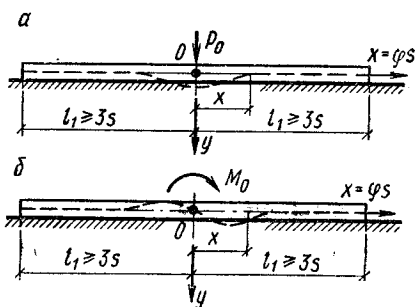


Рис. 12.15. Расчетные схемы длинных балок при загрузении на расстоянии $l_1 \geq 3s$ от концов

a — сосредоточенным грузом, схема III;
б — изгибающим моментом, схема IV

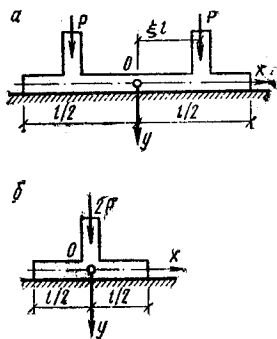


Рис. 12.16. Расчетные схемы коротких балок при загрузении

a — двумя симметрично расположенными грузами;
б — одним сосредоточенным грузом в середине

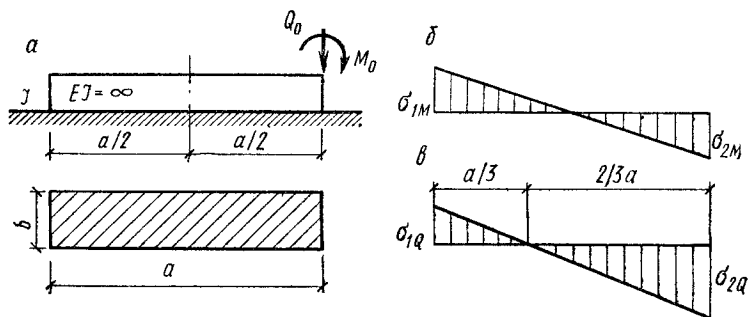


Рис. 12.17. К расчету жестких балок

a — расчетная схема; *б* — эпюра давления по подошве балки от действия момента, приложенного на краю; *в* — то же от действия сосредоточенного груза

ЭТОМУ

$$M = (P_0/4) s e^{-\varphi} (\cos \varphi - \sin \varphi); \quad Q = -(P_0/2) e^{-\varphi} \cos \varphi; \quad (12.36)$$

$$\omega = (P_0/4) s^3 e^{-\varphi} (\sin \varphi + \cos \varphi); \quad \omega' = -(P_0/4) s^2 e^{-\varphi} \sin \varphi. \quad (12.37)$$

В схеме IV (рис. 12.15, б) в силу ее обратной симметрии на каждую полубалку действует половина внешнего момента, причем осадка под моментом равна нулю. Таким образом, при $x=0$, $\varphi=0$ имеют $M=M_0/2$ и $\omega=0$. Из выражений (12.26) и (12.29) находят $C_1=M_0/2$ и $C_2=0$,

Поэтому

$$M_1 = (M_0/2) e^{-\varphi} \cos \varphi; \quad Q = - (M_0/2s) e^{-\varphi} (\cos \varphi + \sin \varphi); \quad (12.38)$$

$$\omega = 0,25s^2 M_0 e^{-\varphi} \sin \varphi; \quad \omega' = 0,25sM_0 e^{-\varphi} (\cos \varphi - \sin \varphi). \quad (12.39)$$

При загрузении длинной балки несколькими нагрузками решение может быть получено суммированием отдельных решений по схемам I...IV.

Короткие балки. В коротких балках (при $0,75 < l/s < 3$) решение (12.25) приводит к громоздким формулам. Между тем в практике проектирования ленточных фундаментов короткие балки встречаются значительно реже, чем жесткие и длинные. Поэтому здесь рассмотрена лишь одна из практически важных задач — балка, загруженная двумя симметрично расположенными на ней сосредоточенными грузами (рис. 12.16, а). Приведены результаты приближенного решения, выполненного вариационным методом Лагранжа — Ритца. Уравнения прогибов и углов поворота балки

$$y = a_1 + a_2 (x^4 - 1,5l^2 x^2); \quad (12.40)$$

$$y' = a_2 (4x^3 - 3l^2 x). \quad (12.41)$$

В них постоянные параметры

$$a_1 = (2P/c_y l) (1 + 0,1125l^4 A/B); \quad (12.42)$$

$$a_2 = (2P/c_y l) (A/B),$$

$$\text{где } A = \xi^4 - 1,5\xi^2 + 0,112;$$

$$B = 4,8EI/c_y + 0,009l^4. \quad (12.43)$$

Учитывая особенности данного приближенного решения, эпюры M и Q нужно строить не по формулам $M = -EI\omega''$ и $Q = -EI\omega'''$, так как принятая функция ω в третьей производной скачка не имеет, а графоаналитическим методом по эпюре давления грунта $q = bc_y y$, где прогибы y определяют по выражению (12.40).

Эти формулы могут быть использованы для случая загрузки балки сосредоточенным грузом $2P$ в ее середине (рис. 12.16, б), если в них принять $\xi = 0$.

Жесткие балки. Давление на грунт по подошве жестких балок (при $l/s < 0,75$) определяют по формулам сопротивления материалов без учета деформаций самих балок в предположении, что их жесткость $EI = \infty$. По краям балки в точках 1 и 2 (рис. 12.17) напряженне грунта:

от действия момента M_0

$$\sigma_{1M} = -\sigma_{2M} = M_0/W = 6M_0/a^2 b; \quad (12.44)$$

от действия силы Q_0

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{1Q} \\ \sigma_{2Q} \end{array} \right\} = -Q_0/F \pm Q_0 a/2W = \left\{ \begin{array}{l} + 2Q_0/ab \\ - 4Q_0/ab. \end{array} \right. \quad (12.45)$$

По краям балки осадки грунта

$$\begin{aligned} y_{1M} &= -y_{2M} = \sigma_{1M}/c_y; \\ y_{1Q} &= -0,5y_{2Q} = \sigma_{1Q}/c_y; \end{aligned} \quad (12.46)$$

углы поворота

$$\begin{aligned} \alpha_M &= 2y_{1M}/a = 2\sigma_{1M}/ac_y; \\ \alpha_Q &= 3y_{1Q}/a = 3\sigma_{1Q}/ac_y. \end{aligned} \quad (12.47)$$

Приняв в выражении (12.44) $M_0=1$, из первых равенств выражений (12.46) и (12.47) находят EI_b -кратные перемещения края 2 жесткой балки — угловое a_{11} и линейное a_{21} — с учетом выражения (12.24):

$$a_{11} = 2(6/a^3) EI_b/bc_y = 3s^4/a^3. \quad (12.48)$$

$$a_{21} = 6EI_b/a^2 bc_y = -1,5s^4/a^2. \quad (12.49)$$

Полагая в выражении (12.45) $Q_0=1$, из второго равенства формулы (12.46) находят EI_b — кратное линейное перемещение края 2 балки:

$$a_{22} = 8EI_b/abc_y = s^4/a. \quad (12.50)$$

Комбинированные схемы. Они образуются сочетанием жестких и длинных балок (рис. 12.18). Момент M_0 и поперечную силу Q_0 в месте их сопряжения определяют из условия отсутствия взаимных перемещений краев балок. Для схемы на рис. 12.18, а эти условия выражаются уравнениями:

$$\left. \begin{array}{l} a_{11} M_0 + a_{12} Q_0 + a_{1P} = 0; \\ a_{21} M_0 + a_{22} Q_0 + a_{2P} = 0, \end{array} \right\} \quad (12.51)$$

где a_{11} , $a_{12}=a_{21}$, a_{22} представляют EI_b -кратные взаимные перемещения, получаемые суммированием EI_b -кратных коэффициентов влияния краевых перемещений составляющих балок, M_0 , Q_0 — неизвестные значения момента и поперечной силы в месте контакта обеих балок.

Учитывая формулы (12.35) и (12.48), (12.49), находят

$$\left. \begin{array}{l} a_{11} = s + 3s^4/a^3; \\ a_{12} = a_{21} = -0,5s^2 + 1,5s^4/a^2; \\ a_{22} = 0,5s^3 + s^4/a. \end{array} \right\} \quad (12.52)$$

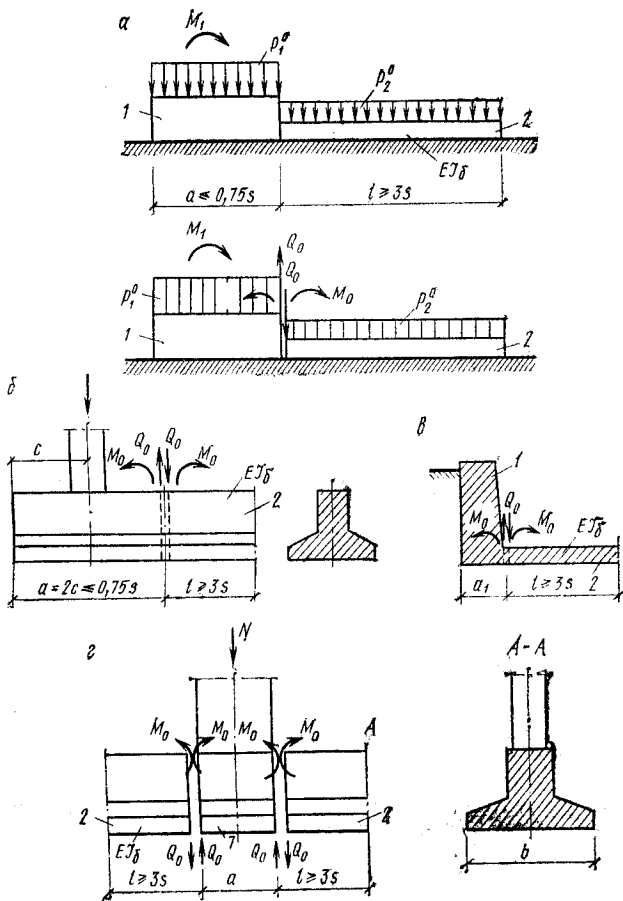


Рис. 12.18. К расчету комбинированных схем

a — сочетание жесткой и длинной балки; *б* — концевой участок ленточного фундамента; *в* — сопряжение подпорной стенки с полом; *г* — узел сопряжения промежуточной колонны с фундаментной балкой; 1 — жесткая балка; 2 — длинная балка

Грузовые члены представляют EI_b -кратные перемещения от внешних нагрузок p_1^0 и p_2^0 , а также момента M_1 , которые возникают в месте приложения искомого M_0 и Q_0 . Учитывая формулы (12.48), (12.49) и (12.27), определяют

$$\left. \begin{aligned} a_{1p} &= -M_1 3s^3/a^2; \\ a_{2p} &= -M_1 1,5s^4/a^2 - (p_1^0 - p_2^0) s^4/4. \end{aligned} \right\} \quad (12.53)$$

Из решения системы уравнений (12.51) находят M_0 и Q_0 , которые далее используют для расчета моментов и поперечных сил составляющих балок.

К задачам этого типа относятся: расчет концевого участка фундаментной балки (рис. 12.18, б) и расчет сопряжений подпорной стены с полом (рис. 12.18, в). Из анализа результатов решения задачи по схеме рис. 12.18, б, в частности, получено практически важное заключение о том, что в случае, если лента консольно продолжается за крайние колонны на длину $0,6s \dots 0,7s$, передача давления на грунт более равномерна.

Узел сопряжения промежуточной колонны с фундаментной балкой. Узел представляет систему, состоящую из жесткого участка под колонной и двух длинных балок (рис. 12.18, г). В местах примыкания длинных балок к жесткому участку делают разрезы и в них прикладывают неизвестные усилия Q_0 и M_0 . Условие отсутствия поворота конца длинной балки:

$$sM_0 - Q_0 s^2/2 = 0; \quad (12.54)$$

условие отсутствия взаимного смещения длинных балок и жесткого участка в местах разрезов:

$$-0,5s^2 M_0 + 0,5s^3 Q_0 - (N - 2Q_0) EI_b/abc_y = 0. \quad (12.55)$$

Последний член уравнения представляет EI_b -кратную осадку жесткого участка под действием разности сил $(N - 2Q_0)$.

Решение уравнений (12.54) и (12.55) дает

$$Q_0 = N/(2 + a/s); \quad M_0 = 0,5Ns/(2 + a/s). \quad (12.56)$$

Из формул (12.56) следует, что чем больше участок a , тем меньше значения Q_0 и M_0 .

Пример. Определить давление $q=bp$ по подошве ленточного железобетонного фундамента (рис. 12.19, а), а также действующие в нем M и Q . Линейная характеристика балки, согласно формуле (12.24), $s=2$ м; размеры колонн невелики, жесткие участки фундамента под ними в расчете можно не учитывать.

Решение. При действии крайнего груза P_1 (рис. 12.19, б) имеет место сопряжение двух участков: жесткой консоли, в которой $a=1$ м, т. е. $a=0,5s < 0,75s$, и остальной части балки, в которой $l > 3s$ (балка длинная). По формулам (12.52) вычисляют EI_b -кратные перемещения концов балки в месте разреза при единичных воздействиях $M_0=1$ и $Q_0=1$:

$$a_{11} = s + 3s^4/a^3 = 2 + 3 \cdot 2^4/1^3 = 50;$$

$$a_{22} = s^3/2 + s^4/a = 2^3/2 + 2^4/1 = 20;$$

$$a_{12} = a_{21} = -0,5s^2 + 1,5s^4/a^2 = -0,5 \cdot 2^2 + 1,5 \cdot 2^4/1^2 = 2,2$$

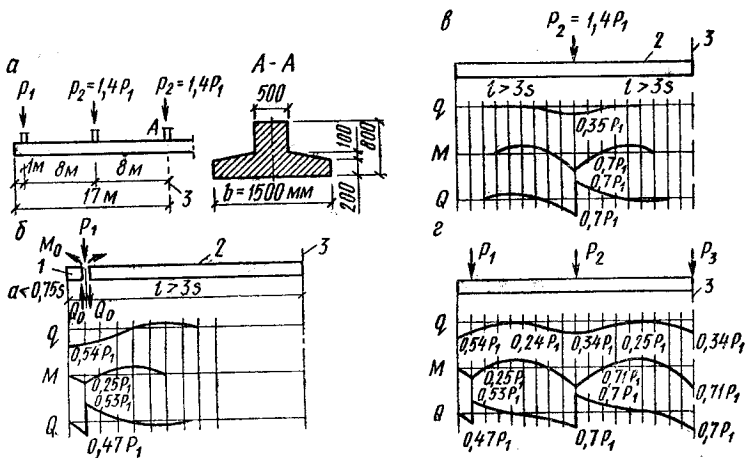
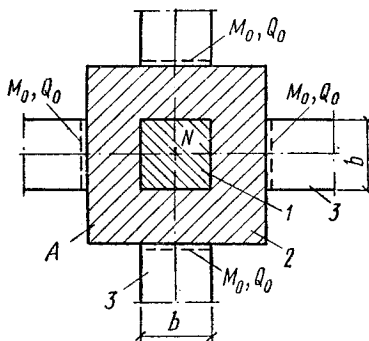


Рис. 12.19. К примеру 12.1

а — расчетная схема; б — эпюры при действии крайнего груза; в — то же промежуточного груза; г — суммарные эпюры; 1 — жесткая балка; 2 — длинная балка; 3 — середина ленточного фундамента

Рис. 12.20. К расчету узла сопряжения подколонника и перекрестных лент

1 — колонна; 2 — подколонник; 3 — ленты перекрестных фундамента (длинные балки)



Грузовые перемещения определяют по схеме I (см. рис. 12.14, а), считая $P_0 = P_1$ в формулах (12.32):

$$a_{1P} = -0,5s^2 P_1 = -2P_1;$$

$$a_{2P} = 0,5s^3 P_1 = 4P_1.$$

Система уравнений (12.51) принимает вид:

$$50M_0 + 22Q_0 - 2P_1 = 0;$$

$$22M_0 + 10Q_0 + 4P_1 = 0.$$

Решая, находим $M_0 = 0,248P_1$ и $Q_0 = -0,473P_1$. Под-

становка этих значений в решения по схемам I и II (см. рис. 12.14) для данного участка балки дает:

$$q = [0,527e^{-\varphi} \cos \varphi - 0,124e^{-\varphi} (\cos \varphi - \sin \varphi)] P_1;$$

$$M = [-1,054e^{-\varphi} \sin \varphi + 0,248 e^{-\varphi} (\cos \varphi + \sin \varphi)] P_1;$$

$$Q = [-0,527e^{-\varphi} (\cos \varphi - \sin \varphi) - 0,248e^{-\varphi} \sin \varphi] P_1.$$

По этим выражениям строят эпюры q , M и Q , принимая значения $e^{-\varphi}$, $\sin \varphi$, $\cos \varphi$ для отдельных сечений балки по справочнику.

Для жесткого участка балки крайевые значения погонных давлений согласно формулам (12.44) и (12.45)

$$q_1 = 6M_0/a^2 - 2Q_0/a = 0,542P_1;$$

$$q_2 = 6M_0/a^2 + 4Q_0/a = 0,404P_1.$$

При действии промежуточного груза $P_2=1,4P_1$ (рис. 12.19, в) расчетная схема балки предполагает две длинные балки. Используя решение по схеме III (см. рис. 12.15, а), получают,

$$q_1 = 0,35P_1e^{-\varphi} (\cos \varphi + \sin \varphi);$$

$$M = 0,7P_1 e^{-\varphi} (\cos \varphi - \sin \varphi);$$

$$Q = -0,7P_1 e^{-\varphi} \cos \varphi.$$

По этим выражениям строят эпюры q , M и Q . Окончательное решение в виде эпюр q , M и Q находим суммированием отдельных решений от всех грузов на ленточном фундаменте (рис. 12.19, г).

Перекрестные ленточные фундаменты. Приближенный расчет перекрестных ленточных фундаментов выполняют в предположении распределения давления на грунт по закону плоскости для сооружения в целом. Более точно их рассчитывают как деформируемые балки на упругом основании. Неизвестные силы и моменты взаимодействия лент одного и другого направлений определяют из условия равенства прогибов в местах пересечения. Крутящие моменты ввиду их малого влияния не учитывают.

Расчет перекрестных ленточных фундаментов как системы балок двух направлений в плане, взаимосвязанных с основанием, согласно методу упругого полупространства, весьма трудоемок.

Расчет перекрестных фундаментов как балок на упругом основании с коэффициентом постели значительно проще; в этом случае в дополнение к изложенному выше

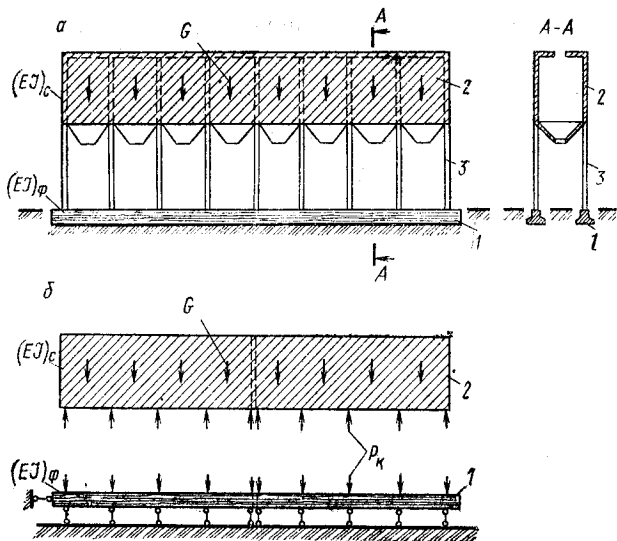


Рис. 12.21. К расчету сил взаимодействия бункерной эстакады с ленточным фундаментом и деформируемым основанием
a — общий вид; *б* — расчетная схема; 1 — фундаментная лента; 2 — бункер; 3 — колонны

возникает задача о расчете узла, состоящего из жесткого подколонника и четырех длинных балок (рис. 12.20). Моменты и силы в узле определяют по формулам, аналогичным (12.56); при одинаковой жесткости длинных балок

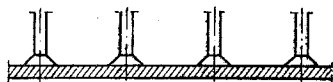
$$\left. \begin{aligned} Q_0 &= N/(4 + A/sb); \\ M_0 &= 0,5sN(4 + A/sb), \end{aligned} \right\} \quad (12.57)$$

где A — площадь подошвы подколонника 2 (заштрихована на рис. 12.20); b — ширина подошвы лент.

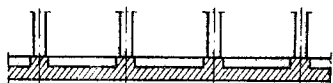
12.3.4. Взаимодействие сооружений с фундаментами на деформируемом основании

Фундаменты рассчитывают не только из условия совместного их деформирования с основанием, но и с учетом собственной жесткости надфундаментной конструкции. Например, бункерную эстакаду на ленточных фундаментах (рис. 12.21, *a*) следует рассчитывать во взаимодействии с уже изученной выше системой, состоящей из фундаментных лент и основания.

а



б



в

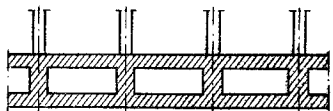


Рис. 12.22. Сплошные железобетонные фундаменты

а — плитный безбалочный; б — плитно-балочный; в — коробчатый

На значение сил P_k в колоннах (рис. 12.21, б), являющихся нагрузкой фундамента, значительное влияние оказывает жесткость надфундаментной конструкции сооружения. Напряженное состояние бункерной эстакады и фундаментов существенно зависит от изменения расположения временной нагрузки G (заполнение ячеек) на сооружении.

При учете взаимодействия сооружения с фундаментами выясняется более достоверное распределение внутренних сил в конструктивных элементах сооружения и достигается существенная экономия строительных материалов.

12.4. Сплошные фундаменты

Сплошные фундаменты бывают: плитными безбалочными, плитно-балочными и коробчатыми (рис. 12.22). Наибольшей жесткостью обладают коробчатые фундаменты. Сплошными фундаментами делают при особенно больших и неравномерно распределенных нагрузках. Конфигурацию и размеры сплошного фундамента в плане устанавливают так, чтобы равнодействующая основных нагрузок от сооружения проходила в центре подошвы.

В некоторых случаях инженерной практики при расчете сплошных фундаментов достаточным оказывается приближенное распределение реактивного давления грунта по закону плоскости. Если на сплошном фундаменте нагрузки распределены редко, неравномерно,

правильнее рассчитывать его как плиту, лежащую на деформируемом основании. Под действием реактивного давления грунта сплошной фундамент работает подобно перевернутому железобетонному перекрытию, в котором колонны выполняют роль опор, а элементы конструкции фундамента испытывают изгиб под действием давления грунта снизу.

В соответствии с изложенным в подглаве 12.3 для сплошных фундаментов практическое значение имеет расчет плит на обжимаемом слое ограниченной глубины и в некоторых оговоренных случаях — на основании с учетом коэффициентов постели. Решение подобных задач выходит за пределы данного курса.

В зданиях и сооружениях большой протяженности сплошные фундаменты (кроме торцовых участков небольшой длины) приближенно могут рассматриваться как самостоятельные полосы (ленты) определенной ширины, лежащие на деформируемом основании. Сплошные плитные фундаменты многоэтажных зданий загружены значительными сосредоточенными силами и моментами в местах опирания диафрагм жесткости. Это должно учитываться при их проектировании.

Безбалочные фундаментные плиты армируют сварными сетками. Сетки принимают с рабочей арматурой в одном направлении; их укладывают друг на друга не более чем в четыре слоя, соединяя без нахлестки в нерабочем направлении и внахлестку без сварки — в рабочем направлении. Верхние сетки укладывают на каркасы подставки.

Плитно-балочные сплошные фундаменты армируют сварными сетками и каркасами. На *рис. 12.23* приведен пример армирования фундамента многоэтажного здания. В толще плиты уложены двойные продольные и поперечные сетки. Наиболее напряженная зона дополнительно усилена двойным слоем продольных сеток. На местный изгиб плита армирована верхней арматурой, сгруппированной в сетки из трех рабочих стержней; между ними оставлены промежутки для доступа к нижней арматуре. В ребрах плоские каркасы объединены в пространственные приваркой поперечных стержней и связаны шпильками с арматурой плиты.

Плита единичной ширины, выделенная из сплошного фундамента вместе с основанием, по классификации теории упругости рассматривается как плоская задача при

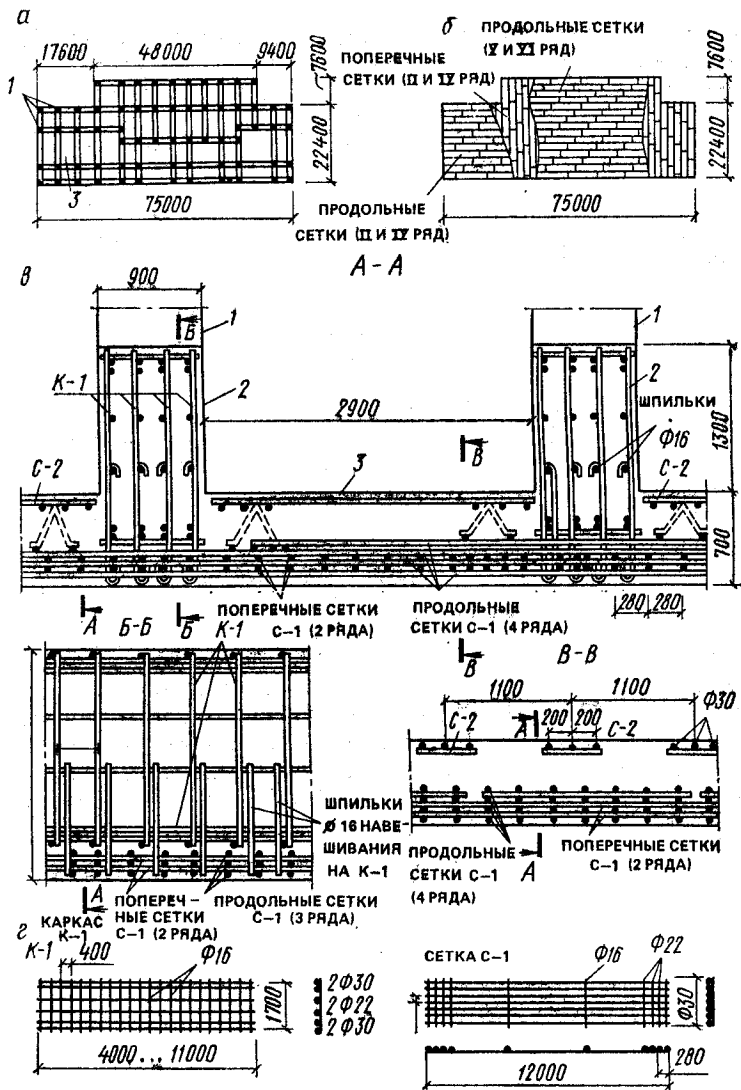


Рис. 12.23. Пример конструирования сплошного плитно-балочного фундамента

а — схема конструкции фундамента в плане; б — раскладка сварных сеток в плане; в — детали армирования фундаментов; г — сварные каркасы и сетки; 1 — колонны; 2 — ребра; 3 — плиты

плоской деформации. В отличие от расчетной схемы балок, лежащих на линейно деформируемом полупространстве (см. рис. 12.12) в данном случае в расчетной схеме принимают во внимание деформирование ограниченной толщины основания размером обычно не более полудлины рассчитываемой полосы.

Основная система, последовательность решения и формулы, приведенные для балок на упругом полупространстве, в принципе сохраняются.

12.5. Фундаменты машин с динамическими нагрузками

По характеру динамического воздействия различают машины периодического и непериодического действия.

К первой группе относятся машины равномерного вращения (турбогенераторы, турбокомпрессоры, турбовоздуходувки, турбонасосы, электрогенераторы, моторгенераторы, электродвигатели) и равномерного вращения, связанного с возвратно-поступательным движением кривошипно-шатунного механизма (компрессоры, дизели, лесопильные рамы).

Ко второй группе относятся машины неравномерного вращения или возвратно-поступательного движения (типа приводных электродвигателей прокатных станков) и машины возвратно-поступательного движения, завершающегося одиночным или групповыми ударами (ковочные или штамповочные молоты, копры для дробления скрапа).

По конструктивному признаку фундаменты подразделяют на массивные, стеновые и рамные (рис. 12.24). Массивные фундаменты конструируют с необходимыми выемками и отверстиями для отдельных частей оборудования и колодцами для анкерных болтов.

Фундаменты стенового типа образуют из нижней плиты и жестко соединенных с ней вертикальных стен продольного или поперечного направления. Стены могут быть связаны между собой балками или диафрагмами. Фундаменты рамного типа имеют вид каркаса из ригелей и стоек, стоящего на фундаментной плите. Фундаменты должны удовлетворять условиям прочности и устойчивости. Конструкция верхней части фундамента диктуется габаритами машины и удобством ее обслуживания.

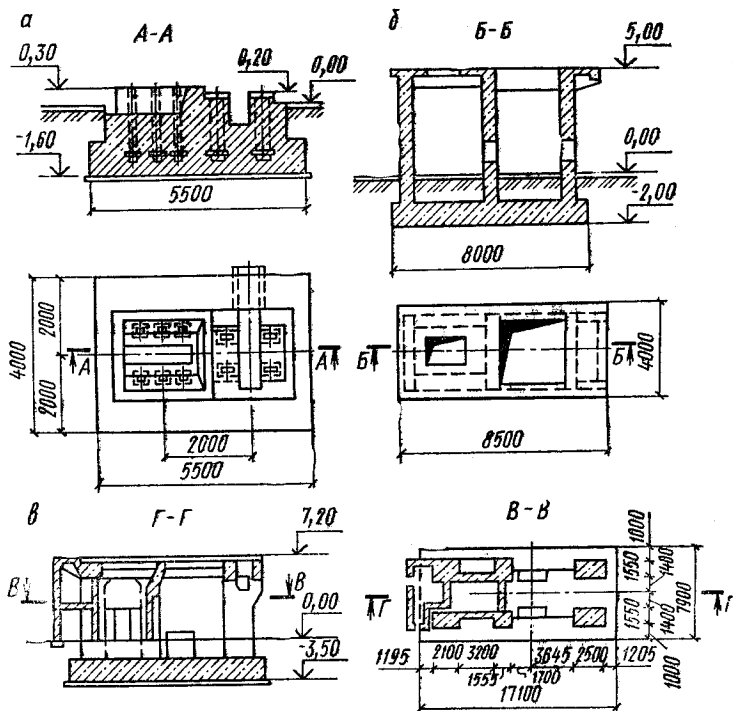


Рис. 12.24. Фундаменты под машины, испытывающие динамические нагрузки

a — массивный; *б* — стеновой; *в* — рамный

Прочность основания проверяют по сопротивлению грунта с понижающим коэффициентом 0,8 для фундаментов под турбоагрегаты и 0,4 — под кузнечные молоты.

Фундамент в целом должен быть скомпонован так, чтобы равнодействующая его массы и массы машины проходила через центр тяжести подошвы фундамента или имела незначительный эксцентриситет (3...5 %).

Для низкочастотных машин с частотой вращения до 1000 мин⁻¹ выполняют динамический расчет, которым определяют амплитуды колебаний в вертикальном и горизонтальном направлениях. Вычисленные амплитуды не должны превышать установленных нормами для машин различных типов.

Амплитуды колебаний фундаментов вычисляют с учетом деформативных характеристик основания. В рамных фундаментах принимают во внимание деформативные свойства рам; массивные и стеновые фундаменты считаются совершенно жесткими. Отдельные части фундаментов рассчитывают по прочности как элементы железобетонных конструкций.

Подобные указания по конструированию, а также по статическому и динамическому расчетам фундаментов для каждого вида машин даны в специальных руководствах.

Фундаменты выполняют из бетона класса не ниже В12,5 с применением арматуры класса А-I... А-III.

Массивные и стеновые фундаменты армируют только по поверхности, а также в местах ослабления отверстиями или приложения сосредоточенных сил. Рамные фундаменты армируют как стойки и ригели рам по нормам проектирования железобетонных конструкций.

Фундаменты под оборудование обычно выполняют монолитными, армируют сварными сетками и каркасами, опалубку делают из железобетонных тонких плит, которые впоследствии оставляют в составе конструкции фундамента.

Контрольные вопросы для самостоятельной проработки материала главы 12

1. Какие различают типы фундаментов?
2. Как изображают схему конструкции отдельного фундамента под сборную колонну? Схема конструкции двухступенчатого фундамента монолитной колонны. Схема конструкции фундамента в виде свайного ростверка.
3. Какие типы ленточных фундаментов применяют в строительстве?
4. В чем состоит идея расчета совместного деформирования ленточного фундамента с основанием?
5. В чем заключается идея расчета совместного деформирования конструкций сооружения, ленточного фундамента и податливого основания?
6. Чем различаются конструкции сплошных железобетонных фундаментов: плитных безбалочных, плитно-балочных, коробчатых?
7. В чем состоит принцип расчета фундаментного узла сопряжения подколонника и перекрестных фундаментных лент?
8. Какие бывают разновидности фундаментов под машины с динамическими нагрузками?

ГЛАВА 13. КОНСТРУКЦИИ ОДНОЭТАЖНЫХ ПРОМЫШЛЕННЫХ ЗДАНИЙ

13.1. Конструктивные схемы

13.1.1. Элементы конструкций

Для металлургической, машиностроительной, легкой и других отраслей промышленности возводят одноэтажные каркасные здания (рис. 13.1, а). Конструктивной и технологической особенностью таких зданий является оборудование их транспортными средствами — мостовыми и подвесными кранами. Мостовые краны перемещаются по специальным путям, опертые на колонны; подвесные краны перемещаются по путям, подвешенным к элементам покрытия. Покрытие одноэтажного производственного здания может быть балочным из линейных элементов или пространственным в виде оболочек.

К элементам конструкции одноэтажного каркасного здания с балочным покрытием относятся: колонны (стойки), заделанные в фундаментах; ригели покрытия (балки, фермы, арки), опирающиеся на колонны, плиты покрытия, уложенные по ригелям; подкрановые балки; световые или аэрационные фонари. Основная конструкция каркаса — поперечная рама, образованная колоннами и ригелями.

Пространственная жесткость и устойчивость одноэтажного каркасного здания достигаются защемлением колонн в фундаментах. В поперечном направлении пространственная жесткость здания обеспечивается поперечными рамами, в продольном — продольными рамами, образованными теми же колоннами, элементами покрытия, подкрановыми балками и вертикальными связями (рис. 13.1, б, в).

Одноэтажные производственные здания могут быть также с плоским покрытием без фонарей. Примером может служить конструктивная схема здания, в которой длинномерные панели покрытия на пролет уложены по продольным балкам и служат ригелями поперечной рамы (рис. 13.2).

13.1.2. Мостовые краны

Перемещение груза поперек пролета производственного здания осуществляется движением по мосту крана

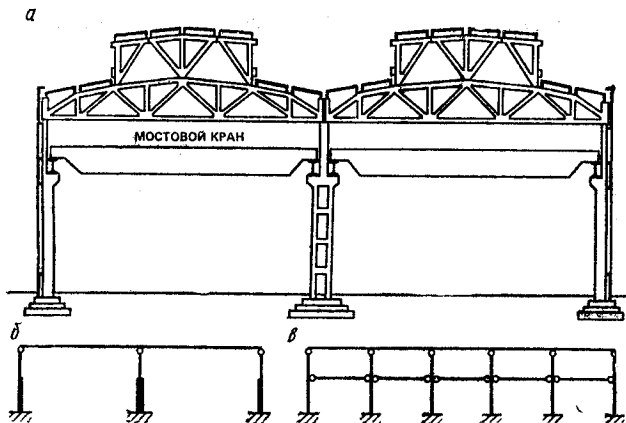


Рис. 13.1. Одноэтажное промышленное здание с мостовыми кранами
а — конструктивный поперечный разрез; *б* — расчетная схема поперечной рамы; *в* — расчетная схема продольной рамы

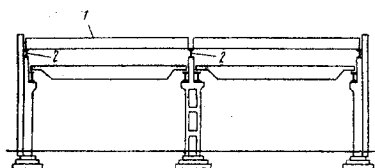


Рис. 13.2. Одноэтажные промышленные здания с плоским покрытием

1 — длинномерные плиты покрытия; *2* — продольные балки

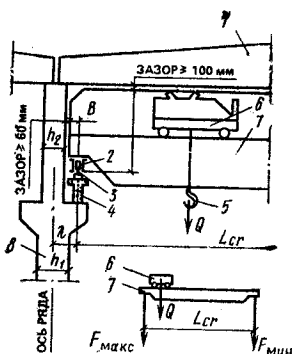


Рис. 13.3. Схема мостового крана и тележки с крюком на гибкой подвеске

1 — ригель; *2* — колесо крана; *3* — подкрановый рельс; *4* — подкрановая балка; *5* — крюк; *6* — тележка; *7* — мостовой кран; *8* — колонна

тележки с крюком на гибкой или жесткой подвеске (рис. 13.3). Вдоль пролета производственного здания груз перемещается при движении моста крана на колесах, число которых при грузоподъемности до 50 т рав-

но четырем (по два колеса на каждом подкрановом пути).

Мостовые краны различают по режиму работы, т. е. по интенсивности эксплуатации и грузоподъемности. Легкий режим работы крана (группа режимов работы 1К... 3К) — редкая несистематическая работа, малая скорость передвижения — до 60 м/мин (машинные залы тепловых электростанций, ремонтные цехи и т. п.); средний режим (группа режимов работы 4К... 6К) — интенсивная работа крана, нормальная скорость передвижения — до 100 м/мин (механические и сборочные цехи заводов, формовочные цехи заводов сборных железобетонных изделий и т. п.); тяжелый режим (группа режимов работы 7К, 8К) — весьма интенсивная трехсменная работа крана, высокая скорость передвижения — более 100 м/мин (литейные, прокатные, ковочные цехи и т. п.). Грузоподъемность мостового крана может быть 10, 20, 30, 50 т и выше.

Мостовой кран сообщает каркасу здания вертикальные и горизонтальные нагрузки. Вертикальные нагрузки складываются из веса моста, тележки, поднимаемого груза и передаются через колеса крана на подкрановые пути. Максимальное давление мостового крана возникает при крайнем положении тележки с грузом на одной стороне моста, при этом минимальное давление мостового крана возникает на другой стороне моста.

Нормативную вертикальную нагрузку $F_{n \max}$, равную давлению колеса на крановый рельс, определяют для кранов различной грузоподъемности по стандартам на мостовые краны. Значение нормативной вертикальной нагрузки $F_{n \min}$ определяют из расчета моста крана как балки на двух опорах (на четырех колесах):

$$F_{n \min} = Q + Q_g + G/2 - F_{n \max}, \quad (13.1)$$

где Q — грузоподъемность крана; Q_g — вес моста; G — вес тележки,

Нормативную горизонтальную нагрузку, направленную поперек кранового пути и вызываемую торможением тележки, принимают:

для кранов с гибким подвесом грузов

$$H_n = 0,05 (Q + G); \quad (13.2)$$

для кранов с жестким подвесом грузов

$$H_n = 0,1 (Q + G). \quad (13.3)$$

Нагрузка H_n может быть направлена как внутрь рас-

смаатриваемого пролета, так и наружу; она передается на один крановый путь и распределяется поровну между двумя колесами крана.

Нормативная горизонтальная нагрузка, направленная вдоль кранового пути и вызываемая торможением моста (одним тормозным колесом при кранах грузоподъемностью до 50 т)

$$H_{n\max} = 0,1F_{n\max}. \quad (13.4)$$

Коэффициент надежности γ_f при расчете элементов конструкций здания на вертикальные и горизонтальные крановые нагрузки принимают 1,1.

Подкрановые балки (балки крановых путей) при движении крана испытывают динамическое воздействие, вызванное быстрым приложением нагрузки и толчками, возникающими вследствие неровностей кранового пути, особенно в стыках.

13.1.3. Компонировка здания

Сетка колонн одноэтажных каркасных зданий с мостовыми кранами в зависимости от технологии производственного процесса может быть 12×18 , 12×24 , 12×30 м или 6×18 , 6×24 , 6×30 м. Шаг колонн принимают преимущественно 12 м; если при этом шаге используются стеновые панели длиной 6 м, то по наружным осям кроме основных колонн устанавливают промежуточные (фахверковые) колонны. При шаге колонн 12 м возможен шаг ригелей 6 м с использованием в качестве промежуточной опоры подстропильной фермы (рис. 13.4).

Лучшие технико-экономические показатели по трудоемкости и стоимости достигаются в сборных железобетонных покрытиях при шаге колонн 12 м без подстропильных ферм.

В целях сохранения однотипности элементов покрытия колонны крайнего ряда располагают так, чтобы разбивочная ось ряда проходила на расстоянии 250 мм от наружной грани колонны (рис. 13.5). Колонны крайнего ряда при шаге 6 м и кранах грузоподъемностью до 30 т располагают с нулевой привязкой, совмещая ось ряда с наружной гранью колонны (рис. 13.6, а). Колонны торцов здания смещают с поперечной разбивочной оси на 500 мм (рис. 13.6, б). При большой протяженности в поперечном и продольном направлениях здание делят температурными швами на отдельные блоки.

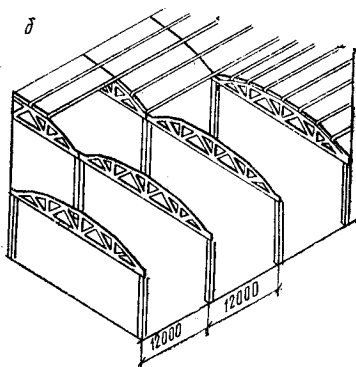
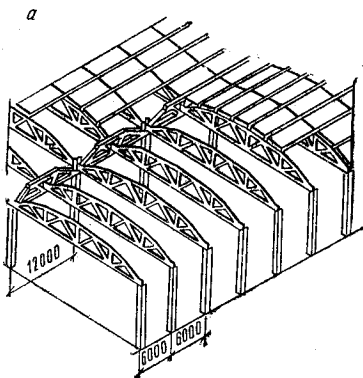


Рис. 13.4. Конструктивные схемы здания при шаге колонн
а — 6 м с подстропильными фермами; б — 12 м без подстропильных ферм

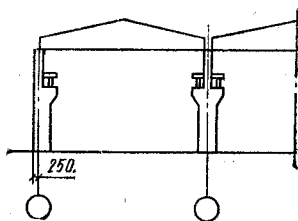


Рис. 13.5. Привязка элементов конструкций к разбивочным осям на поперечном разрезе

Продольный температурный шов выполняют, как правило, на спаренных колоннах со вставкой (рис. 13.6, в), при этом колонны у температурного шва имеют привязку к продольным разбивочным осям 250 мм (или нулевую при 6 м). Поперечный температурный шов также выполняют на спаренных колоннах, но при этом ось температурного шва совмещается с поперечной разбивочной осью, а оси колонн смещаются с разбивочной осью на 500 мм (рис. 13.6, г).

Расстояние от разбивочной оси ряда до оси подкрановой балки при мостовых кранах грузоподъемностью до 50 т принято $\lambda = 750$ мм (см. рис. 13.3). Это расстояние складывается из габаритного размера крана B , размера сечения колонны в надкрановой части h_2 и требуемого зазора C между габаритом крана и колонной. На крайней колонне $\lambda = B + h_2 + C - 250$ (в мм).

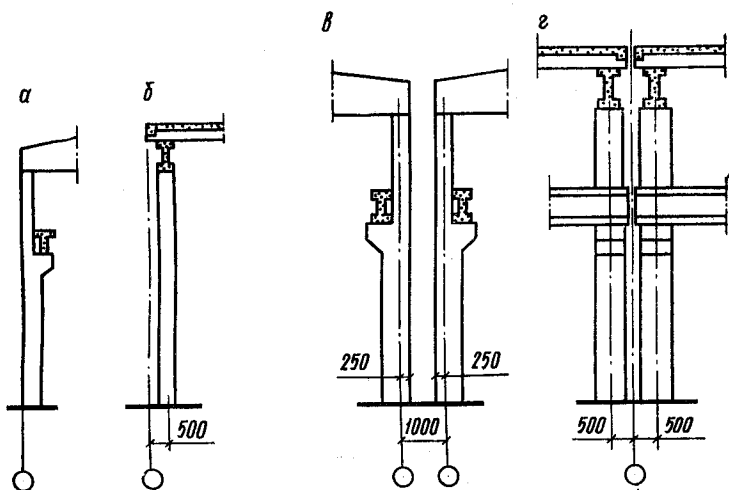


Рис. 13.6. Компонувочные схемы привязки к разбивочным осям колонн

а — крайнего ряда при шаге 6 м; б — в торце здания; в — у продольного температурного шва; г — у поперечного температурного шва

13.1.4. Поперечные рамы

Ригели поперечных рам по своей конструкции могут быть сплошными или сквозными, а соединение их со стойками — жесткое или шарнирное. Выбор очертания и формы сечения ригеля, его конструкции и характера соединения со стойками зависит от размера перекрываемого пролета, вида кровли, принятой технологии изготовления и монтажа.

Жесткое соединение ригелей и колонн рамы приводит к уменьшению изгибающих моментов. Однако при этом не достигается независимая типизация ригелей и колонн рамы, так как нагрузка, приложенная к колонне, вызывает изгибающие моменты и в ригеле, а нагрузка, приложенная к ригелю, вызывает изгибающие моменты и в колоннах (рис. 13.7, а). При шарнирном соединении возможна независимая типизация ригелей и колонн, так как в этом случае нагрузки, приложенные к одному из элементов, не вызывают изгибающих моментов в другом (рис. 13.7, б). Шарнирное соединение ригелей с колоннами упрощает их форму и конструкцию стыка, отвечает требованиям массового заводского производства. В ре-

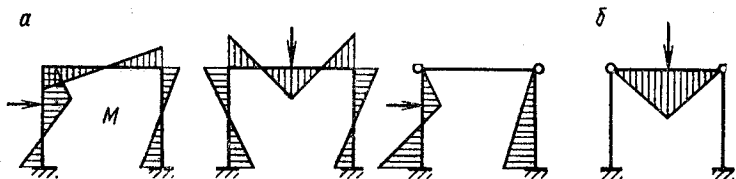


Рис. 13.7. К выбору рациональной конструкции поперечной рамы; эпюры моментов

а — при жестком соединении ригеля с колонной; *б* — при шарнирном соединении

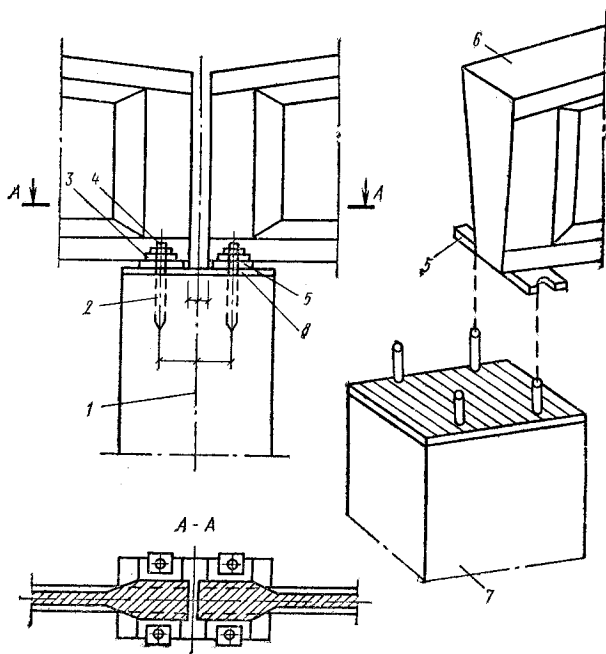


Рис. 13.8. Соединение ригеля с колонной на анкерных болтах и монтажной сварке

1 — ось ряда; *2* — анкера; *3* — шайба; *4* — гайка; *5* — стальная пластинка толщиной 12 мм; *6* — ригель; *7* — колонна; *8* — торцовая стальная плита

зультате конструкции одноэтажных рам с шарнирными узлами как более экономичные приняты в качестве типовых.

Конструктивно соединение ригелей с колоннами выполняют монтажной сваркой стального опорного листа

ригеля с закладной деталью в торце колонны (рис. 13.8).

При пролетах до 18 м в качестве ригелей применяют предварительно напряженные балки; при пролетах 24, 30 м — фермы.

Колонны каркасного здания могут быть сплошными прямоугольного сечения или сквозными двухветвевыми (рис. 13.9). При выборе конструкции колонны следует учитывать грузоподъемность мостового крана и высоту здания. Сплошные колонны применяют при кранах грузоподъемностью до 30 т и относительно небольшой высоте здания; сквозные колонны — при кранах грузоподъемностью 30 т и больше и высоте здания более 12 м. Размеры сечения колонны в надкрановой части назначают с учетом опирания ригелей непосредственно на торец колонны без устройства специальных консолей. Высоту сечения принимают: для средних колонн $h_2 = 500$ или 600 мм, для крайних колонн $h_2 = 380$ или 600 мм; ширина сечения средних и крайних колонн $b = 400 \dots 600$ мм (бóльшие размеры сечения колонны принимают при шаге 12 м). Размеры сечения сплошных колонн в нижней подкрановой части устанавливают преимущественно по несущей способности и из условий достаточной жесткости с тем, чтобы при горизонтальных перемещениях колонн в плоскости поперечной рамы не происходило заклинивания моста крана. По опыту эксплуатации производственных зданий с мостовыми кранами принято считать жесткость колонн достаточной, если высота сечения $h_1 = (1/10 \dots 1/14) H_1$.

Сквозные колонны имеют в нижней подкрановой части две ветви, соединенные короткими распорками-ригелями. Для средних колонн в нижней подкрановой части допускают смещение оси ветви с оси подкрановой балки и принимают высоту всего сечения $h_1 = 1200 \dots 1600$ мм, а для крайних колонн — $h_1 = 1000 \dots 1300$ мм. При этом высота сечения ветви $h = 250$ или 300 мм и ширина $b = 500$ или 600 мм. Кроме того, $b = (1/25 \dots 1/30) H$.

Расстояние между осями распорок принимают $(8 \dots 10)h$. Распорки размещают так, чтобы размер от уровня пола до низа первой надземной распорки составлял не менее 1,8 м и между ветвями обеспечивался удобный проход. Нижнюю распорку располагают ниже уровня пола. Высоту сечения распорки принимают $(1,5 \dots 2)h$, а ширину — равной ширине сечения ветви.

Соединение двухветвевой колонны с фундаментом

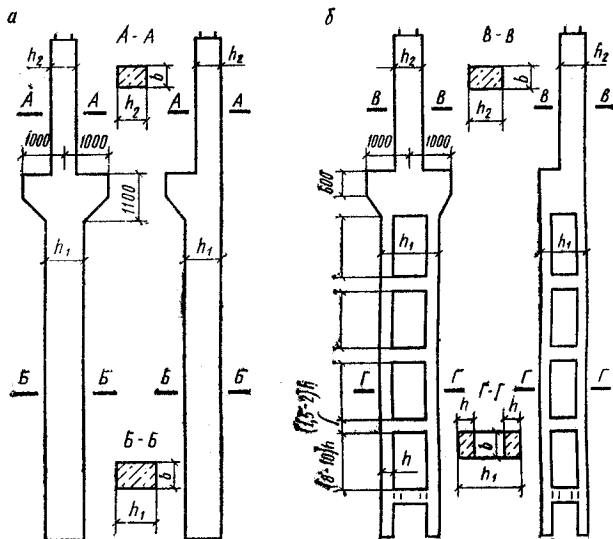


Рис. 13.9. Колонны одноэтажного здания

а — сплошные прямоугольного сечения; *б* — сквозные двухветвевые

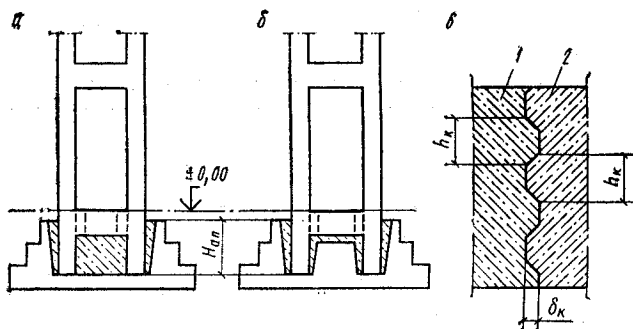


Рис. 13.10. Конструкции соединения двухветвевой колонны с фундаментом

а — в одном общем стакане; *б* — в двух отдельных стаканах; *в* — при устройстве шпонок; 1 — бетон замоноличивания; 2 — колонна

осуществляют в одном общем стакане или же в двух отдельных стаканах; во втором соединении объем укладываемого на монтаже бетона уменьшается (рис. 13.10). Глубину заделки колонны в стакане фундамента прини-

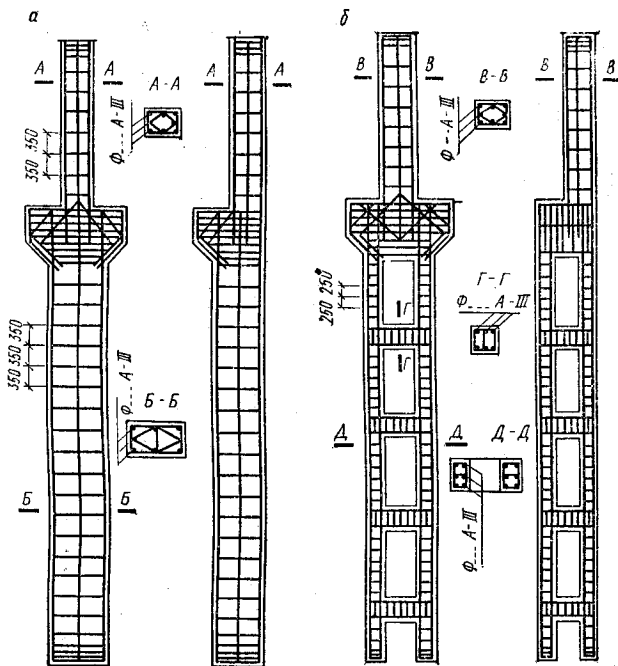


Рис. 13.11. Армирование колонн одноэтажного здания
а — сплошных прямоугольного сечения; б — сквозных двухветвевых

мают равной большему из двух размеров:

$$H_{ah} = 0,5 + 0,33h_1 \text{ (м) или } H_{ah} = 1,5b.$$

Кроме того, глубина заделки колонны должна быть проверена из условия достаточной анкеровки продольной рабочей арматуры. Если в одной из ветвей колонны возникает растягивающее усилие, соединение колонны с бетоном замоноличивания выполняют на шпонках.

Колонны обычно изготовляют в виде одного цельного элемента. Членение их на части по высоте для уменьшения веса монтажных элементов связано с затруднениями в устройстве стыков, а потому осуществляется редко. Примеры армирования сплошных и двухветвевых колонн приведены на рис. 13.11; средние колонны, испытывающие действие моментов двух знаков, армируются симметрично. Для колонн применяют бетоны классов В15... В30.

13.1.5. Фонари

Фонари состоят из поперечных фонарных ферм и стоек, несущих плиты покрытий и опирающихся на ригели поперечных рам. В плоскости стоек фонаря размещают бортовые плиты. Ширину фонаря и высоту переплетов устанавливают в зависимости от требуемой освещенности цеха. Обычно она обеспечивается при ширине фонаря, равной 0,3...0,4 *l*. В целях типизации конструктивных элементов применяют фонари шириной 6 м при пролетах до 18 м и шириной 12 м при пролетах 24 и 30 м (*рис. 13.12*). Сопряжение несущих элементов фонарей с ригелями поперечных рам выполняют на монтажных болтах с последующей сваркой стальных закладных деталей.

13.1.6. Система связей

Назначение связей. Система вертикальных и горизонтальных связей имеет следующие назначения: обеспечить жесткость покрытия в целом; придать устойчивость сжатым поясам ригелей поперечных рам; воспринимать ветровые нагрузки, действующие на торец здания; воспринимать тормозные усилия от мостовых кранов. Система связей работает совместно с основными элементами каркаса и повышает пространственную жесткость здания.

Вертикальные связи. При действии горизонтальных нагрузок в продольном направлении здания (ветер на торец, торможение кранов и т. д.) усилия воспринимаются продольной рамой, ригелем которой является покрытие. Сопряжение между плитами покрытия и колоннами осуществляется через балки или фермы, обладающие малой жесткостью из своей плоскости. Поэтому при отсутствии связей горизонтальная сила, приложенная к покрытию, может привести к значительным деформациям ригелей из их плоскости (*рис. 13.13, а*), а приложенная к одной из колонн — вызвать ее существенную деформацию без передачи нагрузки на остальные колонны (*рис. 13.13, б*). Систему вертикальных связей по линии колонн здания предусматривают для того, чтобы создать жесткое, геометрически изменяемое в продольном направлении покрытие.

Вертикальные связевые фермы из стальных уголков устанавливают в крайних пролетах блока между колон-

Рис. 13.12. Конструктивные схемы фонарных ферм

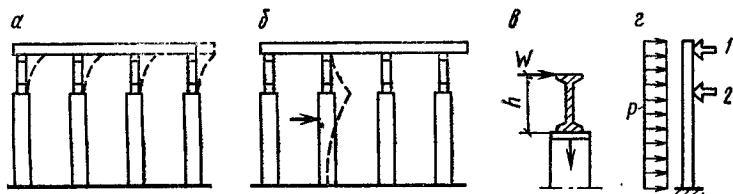
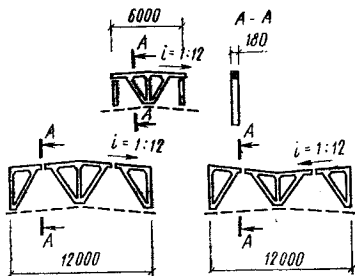


Рис. 13.13. Схема деформаций каркаса здания от горизонтальных нагрузок и расчетные схемы

a — деформации ригелей из плоскости; *б* — деформация колонны; *в* — к определению момента, передающегося на стальные опорные листы ригеля; *г* — расчетная схема колонн торцевой стены: 1 — опирание колонны на покрытие; 2 — опирание колонны на горизонтальную связевую ферму

нами и связывают железобетонными распорками или распорками из стальных уголков по верху колонн (рис. 13.14, *a*). Решетка вертикальных связевых ферм для восприятия горизонтальных сил, действующих слева или справа, проектируется как крестовая система. При небольшой высоте ригеля на опоре (до 800 мм) и наличии опорного ребра, способного воспринять горизонтальную силу, продольные связи выполняют только в виде распорок по верху колонн. В этом случае стальные опорные листы ригеля должны быть соединены сваркой с закладным листом колонны, рассчитанной на момент $M = Wh$ и опорное давление F (см. рис. 13.13, *в*). Вертикальные связи между колоннами из стальных уголков устанавливают в каждом продольном ряду в середине температурного блока. Эти связи приваривают к стальным закладным деталям колонн.

Горизонтальные связи по нижнему поясу ригелей. Ветровая нагрузка, действующая на торец здания, вызывает изгиб колонн торцевой стены. Для уменьшения

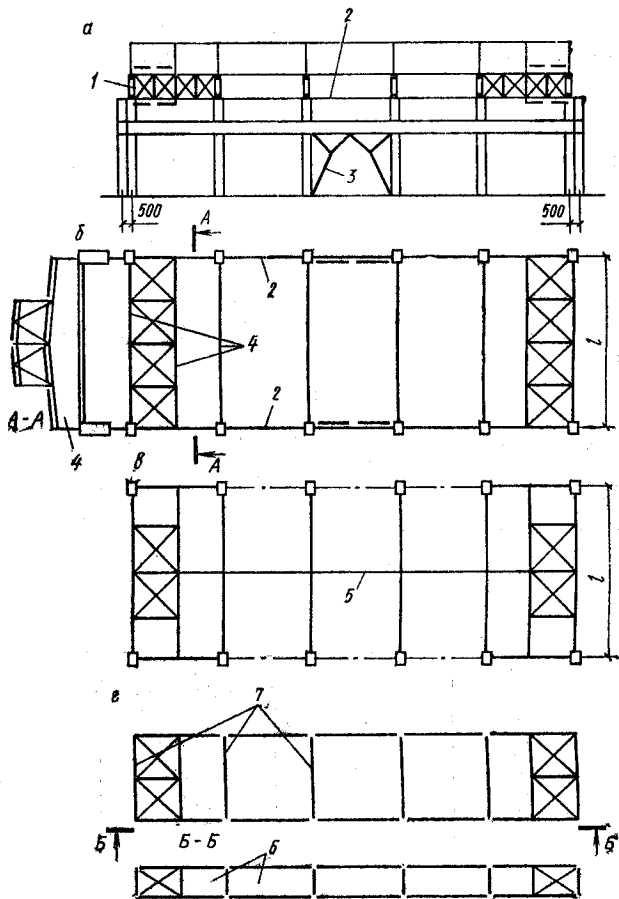


Рис. 13.14. Схемы связей покрытия

а — вертикальные связи; *б* — горизонтальные связи по нижнему поясу; *в* — то же по верхнему поясу; *г* — связи фонаря; 1 — вертикальные связевые фермы; 2 — распорка по верху колонн; 3 — вертикальные связи по колоннам; 4 — ригель поперечной рамы; 5 — распорка по оси верхнего пояса фермы; 6 — плоскость остекления фонаря; 7 — фермы фонаря

расчетного пролета этих колонн покрытие используют как горизонтальную опору (см. рис. 13.13, г). В зданиях большой высоты и со значительными пролетами рационально создать горизонтальную опору для торцевой стены и в уровне нижнего пояса ригеля устройством гори-

зонтальной связевой фермы (рис. 13.14, б). Такая дополнительная опора возможна также в виде горизонтальной фермы в уровне верха подкрановых балок. Горизонтальные связи по нижнему поясу выполняют из стальных уголков, образующих вместе с нижним поясом крайнего ригеля связевую ферму с крестовой решеткой. Опорное давление горизонтальной связевой фермы передается через вертикальные связи на все колонны температурного блока и дальше на фундаменты и грунты основания.

Горизонтальные связи по верхнему поясу ригелей. Устойчивость сжатого пояса ригеля поперечной рамы из своей плоскости обеспечивается плитами покрытия, приваренными закладными деталями к ригелям. При наличии фонарей расчетная длина сжатого пояса ригеля из плоскости равна ширине фонаря. Чтобы уменьшить расчетный пролет сжатого пояса ригеля, по оси фонаря устанавливают распорки, которые в крайних пролетах температурного блока прикрепляют к горизонтальным фермам из стальных уголков (рис. 13.14, в). Если же фонарь не доходит до торца температурного блока, то горизонтальную связевую ферму по верхнему поясу ригелей, не делают, так как железобетонные панели покрытия за пределами фонаря сами образуют жесткую диафрагму. В этом случае распорки прикрепляют к элементам покрытия крайнего пролета.

Связи по фонарям. Фонарные фермы объединяют в жесткий пространственный блок устройством системы стальных связей: вертикальных — в плоскости остекления и горизонтальных — в плоскости покрытия фонаря (рис. 13.14, г).

13.1.7. Подкрановые балки

Железобетонные предварительно напряженные подкрановые балки испытывают динамические воздействия от мостовых кранов и поэтому их применение рационально при кранах грузоподъемностью до 30 т среднего режима работы и кранах легкого режима работы. При кранах тяжелого режима работы и кранах грузоподъемностью 50 т среднего режима работы и более целесообразны стальные подкрановые балки.

Наиболее выгодна двутавровая форма поперечного сечения подкрановой балки (рис. 13.15). Развитая верхняя полка повышает жесткость балки в горизонтальном

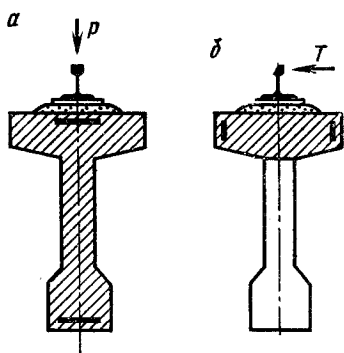


Рис. 13.15. Расчетные сечения подкрановой балки

а — при вертикальной нагрузке; б — при горизонтальной нагрузке

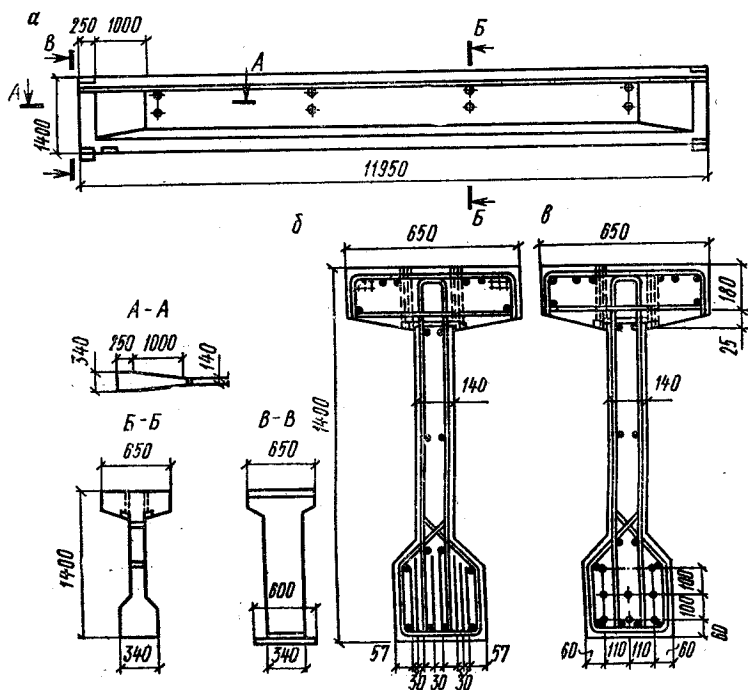


Рис. 13.16. Конструкция предварительно напряженной подкрановой балки пролетом 12 м

а — общий вид; б — армирование напрягаемой проволоочной арматурой; в — то же стержневой арматурой

направлении, уменьшает перемещения при поперечных тормозных условиях, а также улучшает условия монтажа и эксплуатации крановых путей и крана; нижняя полка дает возможность удобно разместить напрягаемую арматуру и обеспечить прочность балки при отпуске натяжения. Расчетным на вертикальные нагрузки является тавровое сечение с верхней сжатой полкой, а на горизонтальные нагрузки — прямоугольное сечение (верхняя полка).

Высоту сечения подкрановых балок назначают в пределах $h = (1/8 \dots 1/10)l$, толщину верхней полки $h'_f = (1/7 \dots 1/8)h$, ширину верхней полки $b'_f = (1/10 \dots 1/20)l$. По условиям крепления и рихтовки крановых путей принимают размер полки $b'_f = 500 \dots 650$ мм. Типовые подкрановые балки имеют высоту сечения $h = 1000$ мм при пролете 6 м и $h = 1400$ мм при пролете 12 м (рис. 13.16).

Сборные подкрановые балки пролетом 6 и 12 м по условиям технологичности изготовления и монтажа выполняют разрезными с монтажным стыком на колоннах.

Расчетные нагрузки от мостовых кранов для расчета прочности подкрановых балок определяют с коэффициентом надежности $\gamma_f = 1,1$. Расчетная вертикальная нагрузка

$$F_{\max} = \gamma_f \gamma_n F_{n\max}. \quad (13.5)$$

Расчетные вертикальные нагрузки для группы режима работы мостового крана 6К следует умножать на коэффициент динамичности $K_{din} = 1,1$.

Расчетная горизонтальная нагрузка (от одного колеса моста)

$$H_{\max} = \frac{1}{2} \gamma_f \gamma_n \max. \quad (13.6)$$

Горизонтальная сила $H_{n\max}$ приложена в уровне головки крановых рельсов, но для упрощения расчета, пренебрегая незначительным влиянием эксцентриситета, ее полагают приложенной посередине высоты полки таврового сечения.

Расчет прочности ведут по расчетной нагрузке от двух сближенных мостовых кранов одинаковой грузоподъемности, умноженную на коэффициент сочетаний, равный 0,85 (при кранах легкого и среднего режима). Подвижную нагрузку от мостовых кранов располагают в пролете подкрановой балки так, чтобы в ряде сечений по

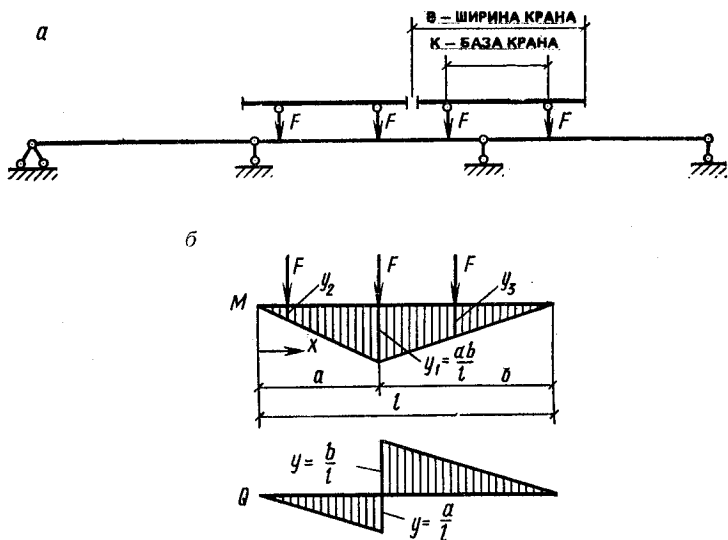


Рис. 13.17. К расчету подкрановой балки
a — расчетная схема; *б* — линии влияния *M* и *Q*

длине пролета получить максимальные усилия *M*, *Q*. Расстояние между четырьмя силами, передающимися через колеса мостового крана, устанавливают по габаритам ширины и базы моста (рис. 13.17, *a*). Расчет ведут по линиям влияния, располагая одну силу в вершине линии влияния (рис. 13.17, *б*). Максимальные усилия определяют суммированием произведений сил на соответствующие им ординаты. Например, максимальный изгибающий момент в рассматриваемом сечении

$$M = F_1 y_1 + F_2 y_2 + \dots = \Sigma Fy. \quad (13.7)$$

По найденным усилиям строят огибающие эпюры *M*, *Q*. Ординаты огибающих эпюр определяют по таблицам, приведенным в справочниках.

Расчет на выносливость ведут по расчетной вертикальной нагрузке от одного мостового крана, определяемой умножением нормативной нагрузки на коэффициент, равный 0,5 (см. главу 8).

Прогиб определяют от действия одного крана при коэффициенте надежности, равном единице:

$$f \leq 1/400.$$

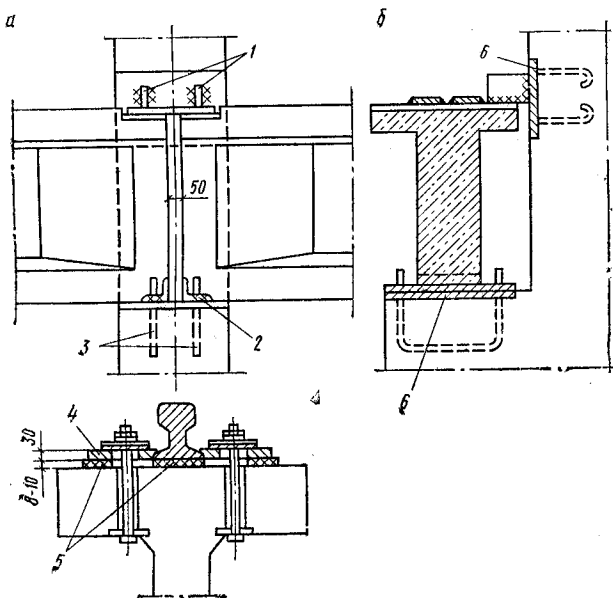


Рис. 13.18. Детали креплений

а — подкрановой балки к колонне; *б* — рельса к подкрановой балке; 1 — ребровые планки 100×12; 2 — закладная деталь подкрановой балки; 3 — анкеры, выпущенные из колонны; 4 — лапка-прижим; 5 — упругие прокладки; 6 — закладные детали колонны $\delta=8$ мм

Предварительно напряженные подкрановые балки армируют высокопрочной проволокой, стержневой арматурой, канатами. Арматурные каркасы в связи с динамическими воздействиями на балку выполняют не сварными, а вязаными. На опорах балки усиливают ребрами (с уширениями концов) и дополнительной поперечной арматурой в виде стержней, хомутов, сеток, обеспечивающих прочность и трещиностойкость торцов при отпуске натяжения. Для подкрановых балок применяют бетон классов В30...В50. Масса подкрановой балки пролетом 12 м составляет 10...12 т.

Подкрановые балки соединяют с колоннами сваркой стальных закладных деталей (рис. 13.18, а). Для передачи горизонтальных тормозных усилий в стыке устанавливают ребровые накладки, привариваемые к верхним закладным листам балок и специальному закладному листу колонны. Чтобы смягчить удары и толчки, передаваемые на подкрановую балку при движении мо-

стового крана, и уменьшить износ путей, между подкрановой балкой и рельсом укладывают упругую прокладку из прорезиненной ткани толщиной 8...10 мм. При этом принимают во внимание, что предварительно напряженные балки имеют выгиб, а крановый рельс должен иметь горизонтальное положение. Рельс после рихтовки прикрепляют к балке болтами с помощью стальных деталей (рис. 13.18, б).

Горизонтальную нагрузку, вызванную ударом крана о тупиковый упор (до 150 кН для групп режимов работы кранов 4К...6К), учитывают только при расчете упоров и их креплений к балкам кранового пути.

13.2. Расчет поперечной рамы

13.2.1. Расчетная схема и нагрузки

Поперечная рама одноэтажного каркасного здания испытывает действие постоянных нагрузок от веса покрытия и различных временных нагрузок от снега, вертикального и горизонтального давления мостовых кранов, положительного и отрицательного давления ветра и др. (рис. 13.19, а).

В расчетной схеме рамы соединение ригеля с колонной считают шарнирным, а соединение колонны с фундаментами — жестким. Длину колонн принимают равной расстоянию от верха фундамента до низа ригеля. Цель расчета поперечной рамы — определить усилия в колоннах от расчетных нагрузок и подобрать их сечения, а также определить боковой прогиб верха рамы от нормальной ветровой нагрузки. Предъявленный прогиб, установленный нормами, составляет:

$f_u = H/200$ при $H = 15$ м; $f_u = H/300$ при $H = 30$ м, где H — длина колонны от верха фундамента до низа стропильной конструкции — ригеля рамы.

Постоянная нагрузка от веса покрытия передается на колонну как вертикальное опорное давление ригеля \bar{F} . Эту нагрузку подсчитывают по соответствующей грузовой площади. Вертикальная нагрузка приложена по оси опоры ригеля и передается на колонну при привязке наружной грани колонны к разбивочной оси на 250 мм с эксцентриситетом:

в верхней надкрановой части $e = 0,25/2 = 0,125$ м (при нулевой привязке $e = 0$);

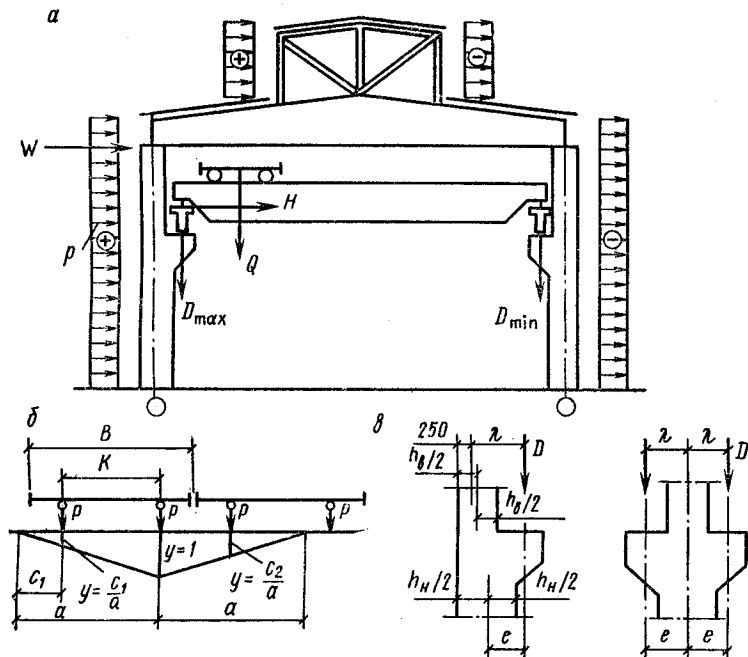


Рис. 13.19. Расчетно-конструктивная схема поперечной рамы

а — нагрузка, действующая на поперечную раму; *б* — к определению вертикальной нагрузки от мостового крана на колонну; *в* — к определению моментов от крановой нагрузки на колонну

в нижней подкрановой части $e = (h_1 - h_2)/2 - 0,125$
 [при нулевой привязке $e = (h_1 - h_2)/2$];

нагрузка F приложена с моментом, равным $M = Fe$.

Временную нагрузку от снега устанавливают в соответствии с географическим районом строительства и профилем покрытия. Она передается на колонну так же, как вертикальное опорное давление ригеля F , и подсчитывается по той же грузовой площади, что и нагрузка от веса покрытия.

Временную нагрузку от мостовых кранов определяют от двух мостовых кранов, работающих в сближенном положении. Коэффициент надежности для определения расчетных значений вертикальной и горизонтальной нагрузок от мостовых кранов $\gamma_f = 1,1$.

Вертикальную нагрузку на колонну вычисляют по линиям влияния опорной реакции подкрановой балки, наи-

большая ордината которой на опоре равна единице. Одну сосредоточенную силу от колеса моста прикладывают на опоре, остальные силы располагают в зависимости от стандартного расстояния между колесами крана (рис. 13.19, б). Максимальное давление на колонну

$$D_{\max} = F_{\max} \Sigma y; \quad (13.8)$$

при этом давление на колонну на противоположной стороне

$$D_{\min} = F_{\min} \Sigma y. \quad (13.9)$$

Вертикальное давление от кранов передается через подкрановые балки на подкрановую часть колонны с эксцентриситетом, равным для крайней колонны $e = 0,25 + \lambda - 0,5h_2$ (при нулевой привязке $e = \lambda - 0,5h_2$), для средней колонны $e = \lambda$ (рис. 13.19, в).

Соответствующие моменты от крановой нагрузки

$$M_{\max} = D_{\max} e; \quad M_{\min} = D_{\min} e.$$

Горизонтальная нагрузка на колонну от торможения двух мостовых кранов, находящихся в сближенном положении, передается через подкрановую балку по тем же линиям влияния, что и вертикальное давление:

$$H = H_{\max} \Sigma y. \quad (13.10)$$

Временную ветровую нагрузку принимают в зависимости от географического района и высоты здания, устанавливая ее значение на 1 м^2 поверхности стен и фонаря. С наветренной стороны действует положительное давление, с подветренной — отрицательное. Стеновые панели передают ветровое давление на колонны в виде распределенной нагрузки $p = wa$, где a — шаг колонн. Неравномерную по высоте здания ветровую нагрузку приводят к равномерно распределенной, эквивалентной по моменту в заделке консоли.

Ветровое давление, действующее на фонарь и часть стены, расположенную выше колонн, передается в расчетной схеме в виде сосредоточенной силы W .

13.2.2. Пространственная работа каркаса одноэтажного здания при крановых нагрузках

Покрытие здания из железобетонных плит, соединенных сваркой закладных деталей с замоноличиванием швов, представляет собой жесткую в своей плоскости

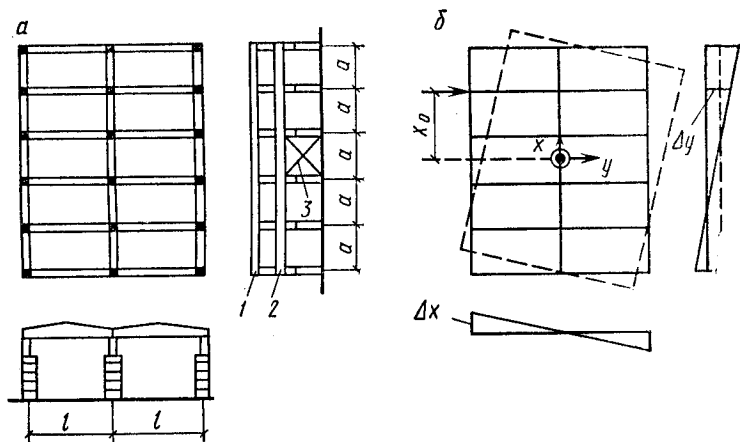


Рис. 13.20. Пространственный блок одноэтажного каркасного здания
а — схема блока; *б* — схема перемещения блока; 1 — покрытие; 2 — подкрановая балка; 3 — вертикальные связи по колоннам

горизонтальную связевую диафрагму. Колонны здания, объединенные горизонтальной связевой диафрагмой в поперечные и продольные рамы, работают как единый пространственный блок. Размеры такого блока в плане определяются расстояниями между температурными швами (рис. 13.20, а).

Нагрузки от массы покрытия, снега, ветра приложены одновременно ко всем рамам блока, при этих нагрузках пространственный характер работы каркаса здания не проявляется и каждую плоскую раму можно рассчитывать в отдельности. Нагрузки же от мостовых кранов приложены к двум-трем рамам блока, но благодаря горизонтальной связевой диафрагме в работу включаются и остальные рамы блока; происходит пространственная работа.

В каркасном здании из типовых элементов с регулярным шагом колонн и постоянной жесткостью сечений колонн центр жесткости блока (т. е. точка приложения равнодействующей реактивных сил при поступательном перемещении блока) совпадает с его геометрическим центром. Если поместить начало координат в этом центре и принять что x — координата поперечной рамы, а y — продольной рамы (рис. 13.20, б), то, приложив к поперечной раме с координатой x_0 силу F , можно определить

перемещение этой рамы. Перемещение блока от силы F — поступательное, а от момента $M = Fx_0$ — вращательное. Если r_{11x} — реакция поперечной рамы от единичного перемещения $\Delta = 1$, то поступательное перемещение блока

$$\Delta = F/nr_{11x}, \quad (13.11)$$

где n — число поперечных рам блока.

При вращательном перемещении жесткой в своей плоскости горизонтальной связевой диафрагмы на угол $\varphi = 1$ поперечные рамы получают перемещение, равное $x \operatorname{tg} \varphi$, но поскольку конечный угол φ будет малым и, следовательно, $\operatorname{tg} \varphi = \varphi = 1$, поперечные рамы получают перемещение, равное их координате x , а продольные рамы — равное y . При этом возникают реакции:

в поперечных рамах

$$R_x = xr_{11x}; \quad (13.12)$$

в продольных рамах

$$R_y = yr_{11y}, \quad (13.13)$$

где r_{11y} — реакция продольной рамы от смещения $\Delta = 1$ (определяется с учетом сопротивления вертикальных связей по колоннам).

Кручением колонн при вращении горизонтальной диафрагмы ввиду его малости можно пренебречь.

Угловая жесткость блока или реактивный момент блока от единичного угла поворота диафрагмы $\varphi = 1$

$$B_\varphi = M_{\varphi=1} = 2 \sum_1^m xR_x + 2 \sum_1^p yR_y, \quad (13.14)$$

где $m = n/2$, когда n — число поперечных рам четное, или $m = (n-1)/2$, когда n — число нечетное; $p = q/2$, когда q — число продольных рам — четное, или $p = (q-1)/2$, когда q — число нечетное.

Угловая жесткость блока с учетом значения реакций согласно формулам (13.12), (13.13), составляет

$$B_\varphi = 2r_{11x} \left(\sum_1^m x^2 + \beta \sum_1^p y^2 \right), \quad (13.15)$$

где $\beta = r_{11y}/r_{11x}$.

Угол поворота блока вокруг центра вращения

$$\varphi = M/B_\varphi = \frac{Fx_0}{2r_{11x} \left(\sum_1^m x^2 + \beta \sum_1^p y^2 \right)}. \quad (13.16)$$

Перемещение поперечной рамы с координатой x_0 от силы F находят суммированием перемещений — поступательного и от вращения блока. Тогда

$$\Delta = F/nr_{11x} + x_0 \varphi = F/nr_{11x} + \frac{Fx_0^2}{2r_{11x} \left(\sum_1^m x^2 + \beta \sum_1^p y^2 \right)}. \quad (13.17)$$

Находят реактивную силу от единичного перемещения $\Delta=1$ поперечной рамы, приравняв единице перемещение по формуле (13.17). Тогда

$$F = c_{dim} r_{11x}, \quad (13.18)$$

где

$$c_{dim} = 1 / \left[1/n + \frac{x_0^2}{2 \left(\sum_1^m x^2 + \beta \sum_1^p y^2 \right)} \right]. \quad (13.19)$$

Коэффициент c_{dim} характеризует пространственную работу каркаса, состоящего из поперечных и продольных рам. Следует принять во внимание податливость соединений плит покрытия, которую на основании исследований оценивают коэффициентом 0,7 к значению c_{dim} , а также учесть загрузку нагрузкой от мостовых кранов рам, смежных с рассчитываемой, коэффициентом 0,7. Тогда

$$c_{dim} = 1 / \left[2/n + \frac{x_0^2}{\sum_1^m x^2 + \beta \sum_1^p y^2} \right]. \quad (13.20)$$

Если учитывать пространственную работу рам лишь одного поперечного направления, то в упрощенном решении при $\beta=0$ из формулы (13.19)

$$c_{dim} = 1 / \left[\frac{1}{n} + \frac{x_0^2}{2 \sum_1^m x^2} \right]. \quad (13.21)$$

Тогда при длине блока 72 м для второй от торца блока поперечной рамы, находящейся в наименее благоприятных условиях (в части помощи, оказываемой работой соседних рам), при шаге 12 м $c_{dim}=3,5$; при шаге 6 м $c_{dim}=4,7$.

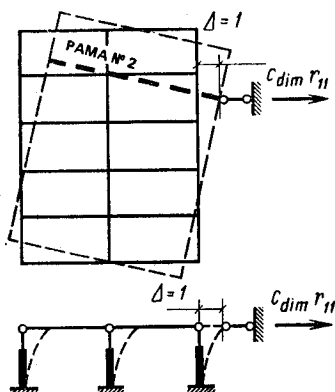


Рис. 13.21. К пространственному расчету одноэтажного каркасного здания на крановые нагрузки

Таким образом, поперечную раму можно рассчитывать на крановые нагрузки с учетом пространственной работы каркаса здания методом перемещений с введением к реакции от единичного перемещения поперечной рамы коэффициента c_{dim} (рис. 13.21).

13.2.3. Определение усилий в колоннах от нагрузок

Для расчета поперечной рамы на различные нагрузки и воздействия наиболее удобен метод перемещений с одним неизвестным Δ — направлению этого перемещения стержней-связь, получают основную систему (рис. 13.22, а). Основную систему подвергают единичному воздействию неизвестного перемещения. При этом в колоннах возникают реакции R_{Δ} и изгибающие моменты (рис. 13.22, б). Затем основную систему последовательно загружают постоянными и временными нагрузками F , M , N , p , которые вызывают в стойках соответствующие реакции и изгибающие моменты (рис. 13.22, в... е). Значение реакций R в ступенчатых колоннах переменного сечения при неподвижной верхней опоре могут быть определены по формулам, приведенным в прил. 12.

Для определения усилий в колоннах применяют

$$c_{dim} r_{11} \Delta + R_{1p} = 0, \quad (13.22)$$

где $r_{11} = \sum R_{\Delta}$ — реакция верха колонн поперечной рамы от единичного перемещения; $R_{1p} = \sum R$ — реакция верха колонн от нагрузки; положительные реакции направлены в сторону неизвестного перемещения,

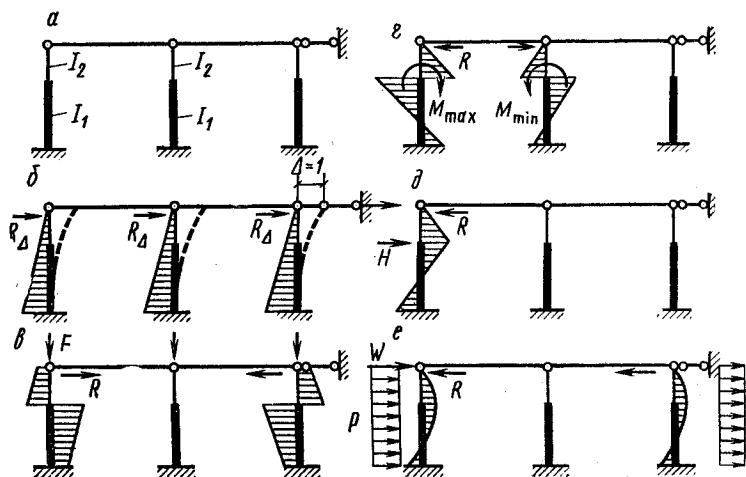


Рис. 13.22. Основная система поперечной рамы (а) и эпюры моментов: от единичного воздействия неизвестного (б), вертикальной нагрузки (в), кранового момента на крайней колонне (г), торможения тележки крана (д), ветровой нагрузки (е)

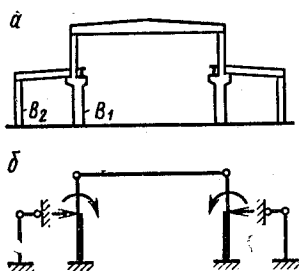


Рис. 13.23. К расчету двухъярусной поперечной рамы

а — конструктивная схема; б — расчетные схемы

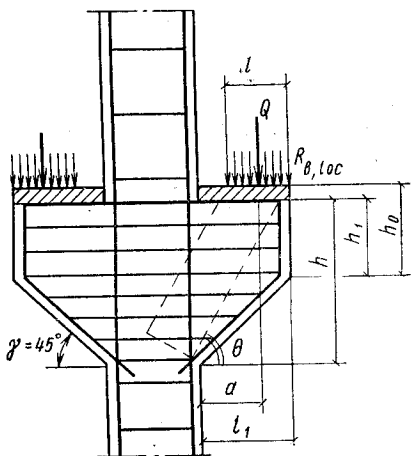


Рис. 13.24. Схема армирования консолей колонн

Коэффициент c_{dim} для различных случаев загрузки поперечной рамы (кроме загрузки крановой нагрузкой) равен единице.

Из уравнения находят неизвестное Δ , а затем упругую

реакцию

$$R_e = R + \Delta R_{\Delta} . \quad (13.23)$$

При числе пролетов рамы, равном трем и более, верхнюю опору колонн при действии крановых нагрузок рассматривают как неподвижную и принимают $\Delta = 0$.

Для рамы с двухъярусным ригелем при жесткости внутренних колонн B_1 , превышающих жесткость наружных колонн B_2 ($B_1 \geq 5B_2$) в качестве расчетной схемы средней высокой части может быть принята независимая однопролетная рама (рис. 13.23). Эту раму рассчитывают также с учетом пространственной работы каркаса.

Изгибающие моменты и поперечные силы в сечениях колонны определяют как в консольной балке, нагруженной внешней нагрузкой, и реакцией R_e . Обычно расчетными являются три основных сечения по длине колонны: над крановой консолью, под крановой консолью, в основании.

Эпюры моментов строят для каждого вида нагрузки, действующей на раму. Затем составляют таблицу усилий M , N , Q и в расчетных сечениях колонны устанавливают расчетные сочетания усилий или нагрузок. Постоянная нагрузка на колонны участвует во всех сочетаниях, временные нагрузки — в невыгоднейших.

За одну кратковременную нагрузку следует считать нагрузку от действия двух кранов на одном пути, умноженную на коэффициент 0,85 для кранов легкого и среднего режимов, или же нагрузку от четырех кранов, совмещенных в одном створе разных пролетов, умноженную на коэффициент 0,7.

Сечения колонн поперечной рамы рассчитывают с учетом влияния прогиба на значение эксцентриситета продольной силы. Колонны из плоскости поперечной рамы проверяют на устойчивость как сжатые элементы. Кроме того, колонны проверяют на усилия, возникающие при транспортировании и монтаже.

Значения расчетной длины l_0 сборных железобетонных колонн зданий с мостовыми кранами для подкрановой (нижней) части и надкрановой (верхней) части в плоскости поперечной рамы и из плоскости поперечной рамы различные и устанавливаются согласно табл. 13.1.

Расчетная длина сборных железобетонных колонн зданий без мостовых кранов однопролетных $l_0 = 1,5H$, многопролетных — $l_0 = 1,2H$.

Короткие консоли колонн при $l_1 \leq 0,9h_0$ (рис. 13.24) рассчитывают на действие опорного давления от подкрановых балок Q по условию (11.20). Угол наклона сжатой грани консоли к горизонтали $\gamma \leq 45^\circ$. Армируют консоли горизонтальными или наклонными под углом 45° хомутами. Шаг хомутов должен быть не более 150 мм и не более $h/4$. Высота сечения консоли у свободного края должна быть $h_1 \geq h/2$ (где h — высота опорного сечения).

Площадь сечения продольной арматуры консоли A_s подбирают по увеличенному на 25 % значению изгибающего момента, действующего в месте примыкания консоли к колонне — по формулам (11.21), (11.22). Продольную арматуру снабжают на конце приваренными анкерами в виде шайб или уголков.

13.1. Расчетная длина l_0 сборных железобетонных колонн одноэтажных зданий с мостовыми кранами

Рассчитываемая часть колонны	В плоскости поперечной рамы	Из плоскости поперечной рамы	
		при наличии вертикальных связей	при отсутствии вертикальных связей
<i>С учетом крановой нагрузки</i>			
Подкрановая	$1,5 H_1$	$0,8 H_1$	$1,2 H_1$
Надкрановая	$2 H_2$	$1,5 H_2$	$2 H_2$
<i>Без учета крановой нагрузки</i>			
Подкрановая в зданиях:			
однопролетных	$1,5 H$	$0,8 H_1$	$1,2 H$
многопролетных	$1,2 H$	$0,8 H_1$	$1,2 H$
Надкрановая	$2,5 H_2$	$1,5 H_2$	$2 H_2$

Обозначения, принятые в таблице 13.1:

H — полная высота колонны от верха фундамента до ригеля рамы;

H_1 — высота подкрановой части колонны от верха фундамента до низа подкрановой балки;

H_2 — высота надкрановой части колонны от верха ступени до ригеля рамы.

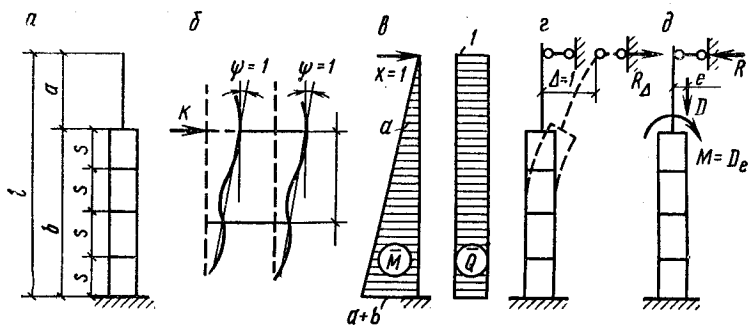


Рис. 13.25. К расчету двухветвевой колонны

a — расчетная схема; *б* — местный изгиб ветвей; *в* — эпюра моментов от единичной силы; *г* — деформация от единичного смещения; *д* — реакция верхнего конца колонны от кранового момента

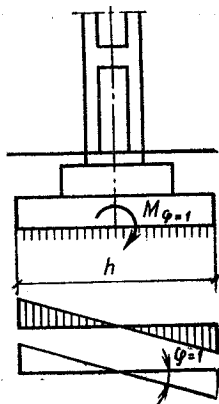


Рис. 13.26. К расчету податливости заделки колонн

13.2.4. Особенности определения усилий в двухветвевых и ступенчатых колоннах

При двухветвевых колоннах расчет поперечной рамы с учетом пространственной работы каркаса здания аналогичен расчету рамы со сплошными колоннами. Двухветвевая колонна представляет собой многоэтажную однопролетную раму (рамный стержень) с расстоянием s между осями ветвей, расстоянием s между осями распорок, числом сплошной части, общей длиной l (рис. 13.25, *a*). Поскольку ригелями рамного стержня служат короткие жесткие распорки, а стойками — менее жесткие ветви колонны, деформациями ригелей можно пренебречь и с практически достаточной точностью считать их абсолютно жесткими. Другая возможная расчетная схе-

ма — с упругими ригелями — как показали исследования, приводит к несущественному уточнению результатов расчета. Для определения реакций при неподвижной верхней опоре двухветвевую колонну рассматривают как стержень, обладающий изгибной жесткостью $E_b I_1$ и конечной сдвиговой жесткостью K . Сдвиговая жесткость двухветвевой колонны обусловлена местным изгибом ветвей, она равна силе, вызывающей перекося ветвей на единичный угол (рис. 13.25, б):

$$K = 24E_b I / s^2, \quad (13.24)$$

где I — момент инерции ветви.

Если приложить к верхнему концу рассматриваемого стержня (пока без верхней опоры) силу $X=1$ (рис. 13.25, в), то перемещение

$$\begin{aligned} \delta_{11} = \Sigma \int \frac{\bar{M}^2}{E_b I_1} dx + \int_0^b \frac{\bar{Q}^2}{K} dx = \frac{a^3}{3E_b I_1} + \\ + \frac{l^3 - a^3}{3E_b I_1} + \frac{ns^3}{24E_b I}, \end{aligned} \quad (13.25)$$

где $I_1 = I_1$ — в нижней части колонны; $I_1 = I_2$ — в верхней части.

Отсюда реакция от перемещения $\Delta=1$ верхнего конца колонны (рис. 13.25, г)

$$R_{\Delta} = 1/\delta_{11} = 3E_b I_1 / [l^3 (1 + k + k_1)], \quad (13.26)$$

$$\text{где } k = \alpha^3 (I_1/I_2 - 1); \quad k_1 = (1 - \alpha)^3 I_1 / (8n^2 I); \quad (13.27)$$

I_2 — момент инерции верхней части колонны; A — площадь сечения ветви; $I_1 = Ac^2/2$ — момент инерции нижней части колонны (значением $2I$ пренебрегают как относительно малым); $\alpha = a/l$.

Если двухветвевая колонна загружена крановым моментом M , то перемещение

$$\delta_{1P} = \int \frac{\bar{M} M}{E_b I_1} dx = \frac{Ml^2 (1 - \alpha^2)}{2E_b I_1}. \quad (13.28)$$

Реакция R при неподвижной верхней опоре двухветвевой колонны (рис. 13.25, д)

$$R = \delta_{1P} / \delta_{11} = 3M (1 - \alpha^2) / [2l (1 + k + k_1)]. \quad (13.29)$$

Здесь знак минус опущен.

Аналогично находят значения реакций R двухветвевой колонны для других нагрузок, которые приведены в прил. 12.

Формулы реакций R универсальны, так как могут

применяться не только для двухветвевых колонн, но и для ступенчатых при $k=0$, колонн постоянного сечения при $k_1=k=0$. По этим же формулам в необходимых случаях можно найти перемещения $\delta_{11}=l/R_\Delta$; $\delta_{1p}=R/R_\Delta$, а также выполнить расчет рамы с учетом упругой заделки колонны в фундаменте.

При расчете рамы на изменение температуры Δt учет действительной податливой заделки колонны в фундаменте (а также учет действительной жесткости колонны на участках с трещинами) приводит к уменьшению изгибающего момента. Реакция от поворота колонны в нижнем сечении на угол $\varphi=1$ составляет

$$R_\varphi = l/\delta_{11} = 3E_b I_1 / [l^2 (1 + k + k_1)]. \quad (13.30)$$

Реактивный момент от поворота фундамента на угол $\varphi=1$ (рис. 13.26) находят следующим образом. Осадка края фундамента с размерами сторон в плане $b \times h$ составляет $y=0,5h \operatorname{tg} \varphi=0,5h$ (деформациями самого фундамента пренебрегают). Краевое давление фундамента на основание

$$p = C_\varphi y = 0,5 C_\varphi h, \quad (13.31)$$

где C_φ — коэффициент постели при неравномерном обжатии основания (см. гл. 12).

Реактивный момент от поворота фундамента

$$M_{\varphi=1} = C_\varphi (bh^3/12) = C_\varphi I, \quad (13.32)$$

где $C_\varphi I$ — угловая жесткость фундамента.

Пример 13.1. Определить реакцию R_Δ двухветвевой колонны по данным: $l=17,6$ м; $a=5,2$ м; $b=12,4$ м; $s=2,07$ м; $c=1$ м; $n=6$; $I_2=13,8$; $A=192$.

Решение. Находят расчетные величины:

$$I_1 = Ac^2/2 = 192 \cdot 1^2/2 = 96;$$

$$\alpha = a/l = 5,2/17,6 = 0,296;$$

$$k = \alpha^3 (I_1/I_2 - 1) = 0,296^3 (96/13,8 - 1) = 0,16;$$

$$k_1 = (1 - \alpha)^3 I_1 / (8n^2 I) = (1 - 0,296)^3 96 / (8 \cdot 6^2 \cdot 1) = 0,12.$$

Вычисляют реакцию

$$R_\Delta = 3E_b I_1 / [l^2 (1 + k + k_1)] = 3 \cdot 96 / [17,6^2 (1 + 0,16 + 0,12)] = 4,1 \cdot 10^{-2} E_b.$$

Пример 13.2. Определить реакцию двухветвевой колонны от ветровой нагрузки интенсивностью v по данным примера 13.1.

Решение. Вычисляют реакцию.

$$R = \frac{2vl [1 + \alpha k + 1,33 (1 + \alpha) k_1]}{8 (1 + k + k_1)} = 6, v.$$

Пример 13.3. Определить реакцию R сплошной ступенчатой колонны от кранового момента $M=500$ кН·м по данным: $l=11,1$ м; $a=3,85$ м; $b=7,25$ м; $I_2=1$; $I_1=8$.

Решение. Определив расчетные значения $\alpha=0,35$; $k=0,3$, при $k_1=0$, находят реакцию

$$R = \frac{3M(1-\alpha^2)}{2l(1+k)} = \frac{3 \cdot 500(1-0,35^2)}{2 \cdot 11,1(1+0,3)} = 45 \text{ кН.}$$

Пример 13.4. Определить реакцию R сплошной колонны постоянного сечения по данным: $l=11,1$ м, $M=5000$ кН·м, $a=3,85$ м.

Решение. Определив $\alpha=0,35$ при $k=k_1=0$, находят реакцию

$$R = 3M(1-\alpha^2)/2l = 3 \cdot 5000(1-0,35^2)/2 \cdot 11,1 = 58,5 \text{ кН.}$$

После определения из расчета поперечной рамы упругих реакций R_e вычисляют усилия в расчетных сечениях M , N , Q относительно геометрической оси двухветвевой колонны. Усилия же в ветвях и распорках определяют в последующем расчете при подборе сечений.

Продольные силы в ветвях колонны

$$N_{br} = (N/2) \pm (M\eta/c), \quad (13.33)$$

где M , N — расчетные усилия по оси двухветвевой колонны; $\eta = 1/(1-N/N_{cr})$ — коэффициент продольного изгиба.

При определении коэффициента η следует учесть влияние гибкости ветвей в плоскости изгиба двухветвевой колонны как для составного сечения (рис. 13.27, а). Приведенный радиус инерции r_{red}^2 зависит от радиуса инерции сечения нижней части колонны $r_1^2 = c^2/4$ и от радиуса инерции сечения ветви $r^2/h^2/12$.

Приведенная гибкость должна удовлетворять зависимости

$$\lambda_{red}^2 = \lambda_1^2 + \lambda^2$$

или, при $l_0 = \psi b$,

$$l_0^2/r_{red}^2 = l_0^2/r_1^2 + s^2/r^2.$$

После подстановки значений r_1^2 и r^2 сокращения на l_0^2 получим

$$1/r_{red}^2 = 4/c^2 + 12/\psi^2 n^2 h^2,$$

отсюда

$$r_{red}^2 = c^2/4 \left(1 + \frac{3c^2}{\psi^2 n^2 h^2} \right); \quad (13.35)$$

здесь $n=b/s$ — число панелей двухветвевой колонны.

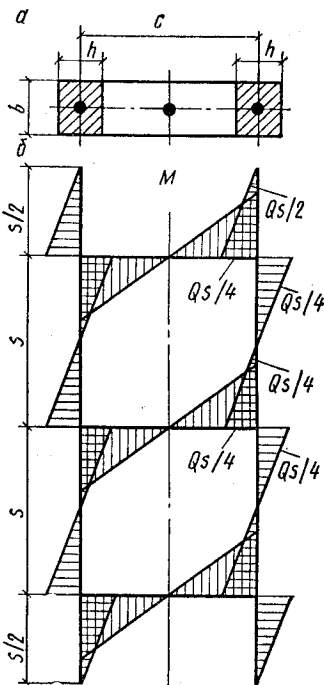


Рис. 13.27. К определению усилий в ветвях и распорах колонны

а — сечение колонны; б — эпюра моментов

Условная критическая сила (см. гл. 4).

$$N_{cr} = 12,8E_b A \left(\frac{r_{red}}{l_0} \right) \left[\frac{1}{\psi_l} \left(\frac{0,11}{0,1+t} + 0,1 \right) + \mu\alpha \right], \quad (13.36)$$

где A , μ — соответственно площадь сечения и коэффициент армирования ветви.

При определении коэффициента

$$\psi_l = 1 + \beta (M_l/M)$$

моменты M и M_l вычисляют относительно оси, проходящей через ось ветви.

Изгибающий момент ветвей при нулевой точке моментов в середине высоты панели (рис. 13.27, б)

$$M_{br} = Qs/4. \quad (13.37)$$

Изгибающий момент и поперечная сила в распорке равны:

$$\left. \begin{aligned} M_{ds} &= Qs/2; \\ Q_{ds} &= Qs/c. \end{aligned} \right\} \quad (13.38)$$

Если одна из ветвей при определении продольной силы по формуле (13.33) окажется растянутой, то следует выполнить расчет двухветвевой колонны с учетом пониженной жесткости этой растянутой ветви. В этом случае изгибающие моменты в сжатой ветви и распорках определяют из условия передачи всей поперечной силы в сечении колонны на сжатую ветвь.

13.2.5. Определение прогиба поперечной рамы

Прогиб верха поперечной рамы от нормативного значения ветровой нагрузки (при $c_{dim}=1$) определяют из уравнения (13.22). При этом

$$f = \Delta = R_{1p}/r_{11} \leq f_u, \quad (13.39)$$

где R_{1p} — реакция верха колонн поперечной рамы от нормативной ветровой нагрузки; знак минус опущен.

13.3. Конструкции покрытий

13.3.1. Плиты покрытий

Плиты беспрогонных покрытий представляют собой крупные ребристые панели размерами 3×12 и 3×16 м, которые опираются непосредственно на ригели поперечных рам; плиты $1,5 \times 12$ и $1,5 \times 6$ м используют как доборные элементы в местах повышенных снеговых отложений — у фонарей, в перепадах профиля покрытия. Плиты прогонных покрытий имеют значительно меньшие размеры — $3 \times 0,5$ и $1,5 \times 0,5$ м. Они опираются на железобетонные прогоны, а те, в свою очередь, — на ригели поперечных рам. Беспрогонная система покрытий в наибольшей степени отвечает требованиям укрупнения элементов, уменьшения числа монтажных единиц и является основной в строительстве одноэтажных каркасных зданий.

Ребристые плиты 3×12 м, принятые в качестве типовых, имеют продольные ребра сечением 100×450 мм, поперечные ребра сечением 40×150 мм, полку толщиной 25 мм, уширения в углах — вуты, которыми обеспечивается надежность работы в условиях систематического воздействия горизонтальных усилий от торможения мостовых кранов (рис. 13.28). Продольные ребра армируют напрягаемой стержневой или канатной арматурой, поперечные ребра и полки — сварными каркасами и сетка-

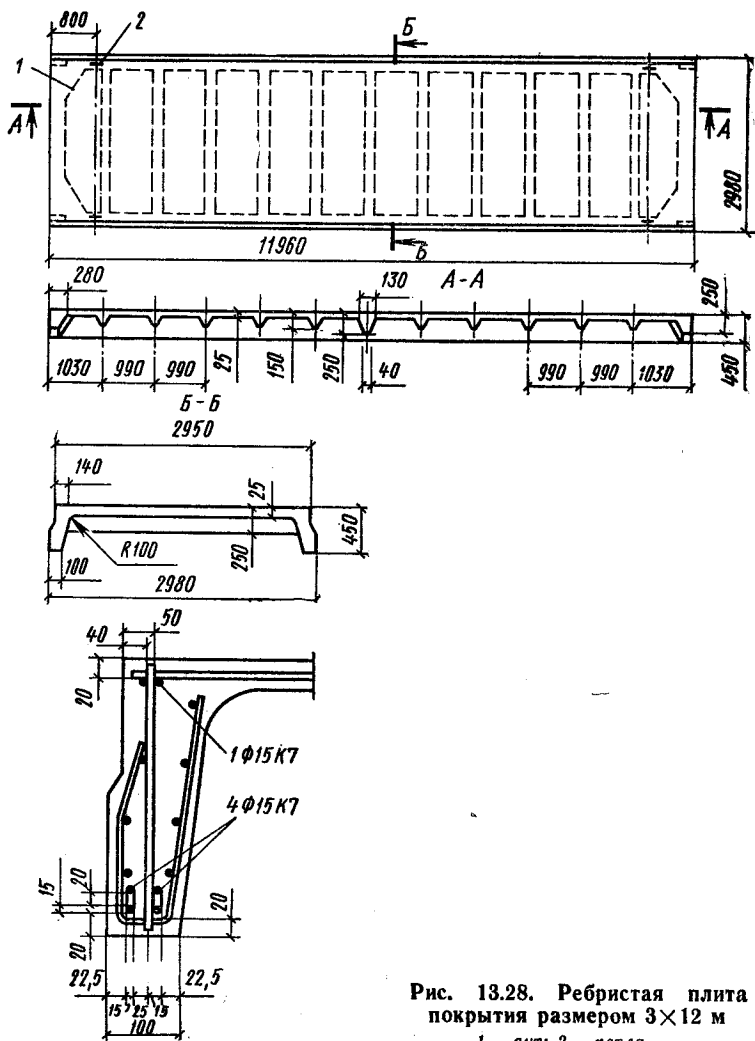


Рис. 13.28. Ребристая плита покрытия размером 3×12 м
1 — вут; 2 — петля

ми. Бетон принимают классов В30, В40. Плиты ребристые 3×6 м (также принятые в качестве типовых) имеют продольные и поперечные ребра и армируются напрягаемой арматурой.

Плиты двухконсольные 2Т размерами 3×12 и 3×6 м

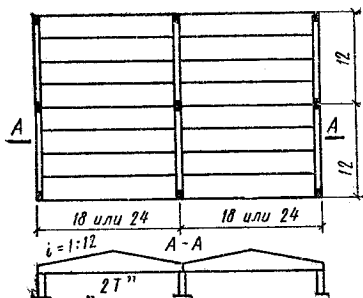
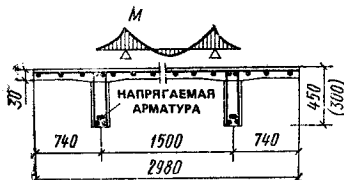


Рис. 13.29. Плита покрытия типа 2Т

Рис. 13.30. Схема покрытия с двускатными плитами типа 2Т размером 3×18 м

имеют продольные ребра, расположенные на расстоянии 1,5 м, и консольные свесы полок (рис. 13.29). Благодаря уменьшению изгибающих моментов в поперечном направлении ребер не делают, форма плиты упрощается. В плитах размером 3×12 м продольные предварительно напряженные ребра изготавливают заранее, а затем бетонируют полку. Связь ребер с полкой создается устройством выпусков арматуры и сцеплением бетона. Раздельное изготовление плиты позволяет снизить класс бетона полок до В15. Плиты 3×6 м изготавливают как раздельно, так и целиком.

13.2. Техничко-экономические показатели плит покрытий

Тип плиты	Масса плиты, т	Класс бетона	Приведенная толщина бетона, мм	Расход стали на плиту, кг, при армировании продольных ребер	
				стержнями	канатами или высокопрочной проволокой
Рёбристая 3×12 м	6,8	В30, В40	76,5	265...391	205...288
То же 3×6 м	2,38	В25, В30	53	70...101	56...70
2Т 3×12 м	6,8	В40	76,5	330	237
То же 3×6 м	2,38	В25	53	85	63
Рёбристая малоуклонная 3×18 м	12,2	В40	89,8	—	581
Сводчатая КЖС 3×18 м	10,9	В40	80,3	—	431
Двускатная 3×18 м	15,1	В40	112	—	382

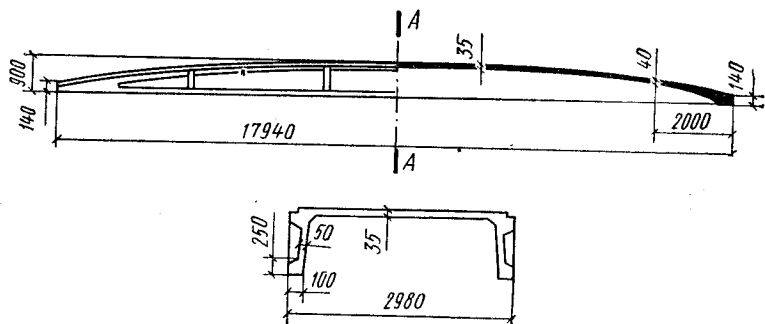


Рис. 13.31. Схема крупноразмерной железобетонной сводчатой плиты КЖС размером 3×18 м

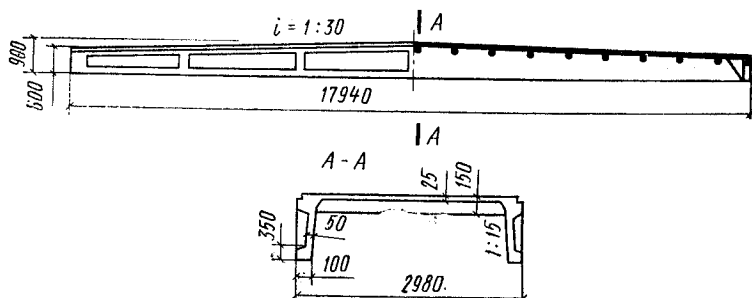


Рис. 13.32. Схема ребристой плиты покрытия под малоуклонную кровлю размером 3×18 м

Основные сведения о расчете ребристых плит приведены в гл. 11, технико-экономические показатели плит покрытий — в табл. 13.2.

Крупноразмерные плиты 3×18 м и 3×24 м, опирающиеся на балки пролетом 6 или 12 м, разработаны для покрытий со скатной и малоуклонной кровлей (рис. 13.30). Плиты 2Т в этом решении имеют трапециевидные продольные ребра с уклоном верхнего пояса 1:12 и полку переменной толщины (25...60 мм). Плиты крупноразмерные железобетонные сводчатые КЖС имеют криволинейные продольные ребра с уширениями в нижней и верхней частях, гладкую полку толщиной 40...50 мм в середине пролета и 140...160 мм в торце у опор (рис. 13.31). Плиты ребристые под малоуклонную кровлю име-

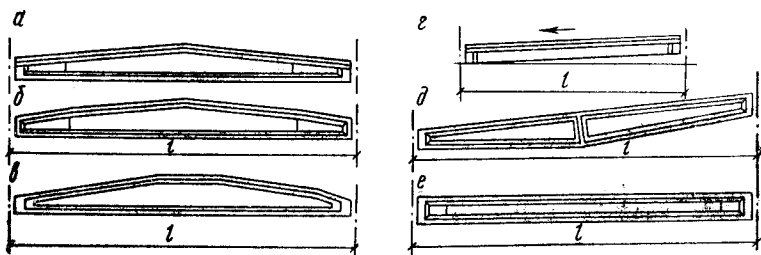


Рис. 13.33. Конструктивные схемы балок покрытий

*а — двускатных с очертанием верхнего пояса
а — прямолинейным; б — то же ломанным; в — то же криволинейным; е — од-
носкатных с параллельными поясами; д — то же с ломанным нижним поясом;
е — плоских*

ют трапециевидные продольные ребра с уклоном верхнего пояса 1:20, 1:30, поперечные ребра с шагом 1000 мм и полку толщиной 25 мм (рис. 13.32).

По технико-экономическим показателям ребристые малоуклонные плиты немного уступают сводчатым плитам КЖС, однако их преимущество в том, что при малом уклоне покрытия можно широко применять средства механизации в производстве кровельных работ. При криволинейной поверхности сводчатых плит это затруднено.

13.3.2. Балки покрытий

Балки покрытий могут иметь пролет 12 и 18 м, а в отдельных конструкциях — пролет 24 м. Очертание верхнего пояса при двускатном покрытии может быть трапециевидным с постоянным уклоном, ломанным или криволинейным (рис. 13.33, а... в). Балки односкатного покрытия выполняют с параллельными поясами или ломанным нижним поясом, плоского покрытия — с параллельными поясами (рис. 12.33, г... е). Шаг балок покрытий — 6 или 12 м.

Наиболее экономичное поперечное сечение балок покрытий — двутавровое со стенкой, толщину которой (60... 100 мм) устанавливают главным образом из условий удобства размещения арматурных каркасов, обеспечения прочности и трещиностойкости. У опор толщина стенки плавно увеличивается и устраивается уширение в виде вертикального ребра жесткости. Стенки балок в средней части пролета, где поперечные силы незначи-

тельные, могут иметь отверстия круглой или многоугольной формы, что несколько уменьшает расход бетона, создает технологические удобства для сквозных проходов и различных коммуникаций.

Высоту сечения балок в середине пролета принимают $1/10 \dots 1/15 l$. Высоту сечения двускатной трапецевидной балки в середине пролета определяют уклон верхнего пояса (1:12) и типовой размер высоты сечения на опоре (800 мм или 900 мм). В балках с ломаным очертанием верхнего пояса благодаря несколько большему уклону верхнего пояса в крайней четверти пролета достигается большая высота сечения в пролете при сохранении типового размера — высоты сечения на опоре. Балки с криволинейным верхним поясом приближаются по очертанию к эпюре изгибающих моментов и теоретически несколько выгоднее по расходу материалов; однако усложненная форма повышает стоимость их изготовления.

Ширину верхней сжатой полки балки для обеспечения устойчивости при транспортировании и монтаже принимают $1/50 \dots 1/60 l$. Ширину нижней полки для удобного размещения продольной растянутой арматуры — 250...300 мм.

Двускатные балки выполняют из бетона класса В25...В40 и армируют напрягаемой проволочной, стержневой и канатной арматурой (рис. 13.34). При армировании высокопрочной проволокой ее располагают группами по 2 шт. в вертикальном положении, что создает удобства для бетонирования балок в вертикальном положении. Стенку балки армируют сварными каркасами, продольные стержни которых являются монтажными, а поперечные — расчетными, обеспечивающими прочность балки по наклонным сечениям. Приопорные участки балок для предотвращения образования продольных трещин при отпуске натяжения арматуры (или для ограничения ширины их раскрытия) усиливают дополнительными поперечными стержнями, которые приваривают к стальным закладным деталям. Повысить трещиностойкость приопорного участка балки можно созданием двухосного предварительного напряжения (натяжением также и поперечных стержней).

Двускатные балки двутаврового сечения для ограничения ширины раскрытия трещин, возникающих в верхней зоне при отпуске натяжения арматуры, целесообразно армировать также и конструктивной напрягаемой

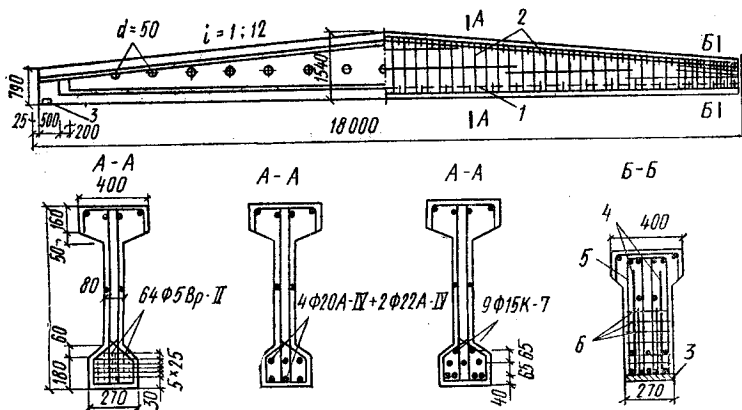


Рис. 13.34. Двускатная балка покрытия двугаврового сечения пролетом 18 м

1 — напрягаемая арматура; 2 — сварные каркасы; 3 — опорный лист $\delta = 10$ мм; 4 — анкеры опорного листа; 5 — хомуты $\varnothing 5$ мм через 50; 6 — стенки $\varnothing 5$ мм

Рис. 13.35. Схема расположения напрягаемой арматуры двускатной балки

1 — нижняя арматура; 2 — верхняя арматура

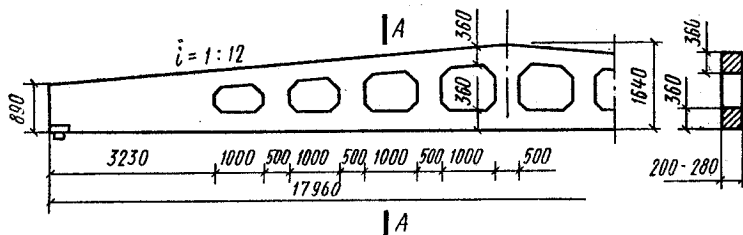


Рис. 13.36. Двускатная решетчатая балка покрытия прямоугольного сечения пролетом 18 м

арматурой, размещаемой в уровне верха сечения на опоре (рис. 13.35). Этим уменьшаются эксцентриситет силы обжатия и предварительные растягивающие напряжения в бетоне верхней зоны.

Двускатные балки прямоугольного сечения с часто расположенными отверстиями условно называют решетчатыми балками (рис. 13.36). Типовые решетчатые бал-

ки в зависимости от значения расчетной нагрузки имеют градацию ширины прямоугольного сечения 200, 240 и 280 мм. Для крепления плит покрытий в верхнем поясе балок всех типов заложены стальные детали.

Балки покрытия рассчитывают как свободно лежащие; нагрузки от плит передаются через ребра. При пяти и больше сосредоточенных силах нагрузку заменяют эквивалентной равномерно распределенной. Для двускатной балки расчетным оказывается сечение, расположенное на некотором расстоянии x от опоры. Так, при уклоне верхнего пояса 1:12 и высоте балки в середине пролета $h=l/12$, высота сечения на опоре составит $h_{оп} = l/24$, а на расстоянии от опоры

$$h_x = (l + 2x)/24.$$

Если принять рабочую высоту сечения балки $h_0 = \beta h_x$, изгибающий момент при равномерно распределенной нагрузке

$$M_x = qx(l - x)/2,$$

то площадь сечения продольной арматуры

$$A_{s,x} = M_x / (R_s \zeta h_0) = 12qx(l - x) / [R_s \zeta \beta (l + 2x)].$$

Расчетным будет то сечение балки по ее длине, в котором $A_{s,x}$ достигает максимального значения. Для отыскания этого сечения приравнивают нулю производную

$$dA_{s,x}/dx = 0.$$

Отсюда, полагая, что $\zeta\beta$ — величина постоянная и дифференцируя, получают

$$2x^2 + 2xl - l^2 = 0.$$

Из решения квадратного уравнения находят $x = 0,37 l$. В общем случае расстояние от опоры до расчетного сечения $x = 0,35 \dots 0,4 l$.

Если есть фонарь, то расчетным может оказаться сечение под фонарной стойкой.

Поперечную арматуру определяют из расчета прочности по наклонным сечениям. Затем выполняют расчеты по трещиностойкости, прогибам, а также расчеты прочности и трещиностойкости на усилия, возникающие при изготовлении, транспортировании и монтаже. При расчете прогибов трапециевидных балок следует учитывать, что они имеют переменную по длине жесткость.

Для расчета балок покрытий на ЭВМ разработаны программы, согласно которым можно выбрать оптималь-

ный вариант конструкции. Варьируя переменными параметрами (класс бетона, класс арматуры, размеры поперечного сечения, степень натяжения арматуры и др.), ЭВМ выбирает для заданного пролета и нагрузки лучший вариант балки по расходу бетона, арматуры, стоимости и выдает данные для конструирования.

Технико-экономические показатели двускатных балок покрытий в зависимости от формы сечения и вида напрягаемой арматуры приведены в табл. 13.3.

13.3. Технико-экономические показатели двускатных балок покрытий пролетом 18 м при шаге 6 м и расчетной нагрузке 3,5...5,5 кН/м²

Тип балки	Масса балки, т	Класс бетона	Объем бетона, м ³	Общий расход стали на балку, кг
Двутавового сечения с напрягаемой арматурой:				
	9,1	B25; B40	3,64	568...738
	9,1	B30; B40	3,64	360...565
канатной	9,1	B25; B40	3,64	359...552
проволочной				
Решетчатая с напрягаемой арматурой:				
	8,5...12,1	B30; B40	3,4...4,84	530...875
	8,5...12,1	B30; B40	3,4...4,84	418...662
канатной	8,5...12,1	B30; B40	3,4...4,84	397...644
проволочной				

Балки двутавового сечения экономичнее решетчатых по расходу арматуры приблизительно на 15 %, по расходу бетона — приблизительно на 13 %. При наличии подвесных кранов и грузов расход стали в балках увеличивается на 20...30 %.

13.3.3. Фермы покрытий

Железобетонные фермы применяют при пролетах 18, 24 и 30 м и шаге 6 или 12 м. В железобетонных фермах в сравнении со стальными расход металла почти вдвое меньше, но трудоемкость и стоимость изготовления немного выше. При пролетах 36 м и больше, как правило, применяют стальные фермы. Однако технически возможны железобетонные фермы и при пролетах 60 м и более.

При скатных, малоуклонных и плоских покрытиях

13.4. Технико-экономические показатели ферм покрытий при расчетной нагрузке 3,5...5,5 кН/м²

Тип фермы	Масса фермы, т	Класс бетона	Объем бетона, м ³	Расход стали на ферму, кг, при армировании рас- тянутого пояса		
				стержнями	канатами	высоточной проволокой
Сегментная раскосная пролетом 18 м и с ша- гом, м:	6	В30; В40 В30; В40	1,8...2,42 3,11...3,75	289...468	238...391	223...372
	12			550...736	439...591	408...547
Арочная безраскосная пролетом 18 м и с ша- гом, м:	6	В30; В40 В30; В40	2,7 3,7...4,2	390...486	330...450	319...436
	12			570...720	463...586	450...562
Сегментная раскосная пролетом 24 м и с ша- гом, м:	6	В30; В40 В30; В40	3,68 5,94...7,42	690...768	557...625	510...595
	12			1096...1539	853...1204	787...1128
Арочная безраскосная пролетом 24 м и с ша- гом, м:	6	В30; В40 В30; В40	3,7...4,2 5,7...7,8	759...862	654...715	623...697
	12			1281...1489	1020...1201	988...1128

Сегментные раскосные фермы экономичнее арочных безраскосных по расходу арматуры приблизительно на 10 %, по расходу бетона — приблизительно на 12 %. При подвесных кранах расход стали в фермах увеличивается на 20—30 %.

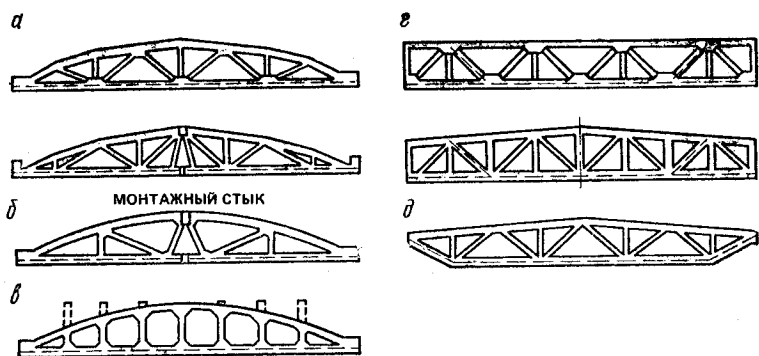


Рис. 13.37. Конструктивные схемы железобетонных ферм

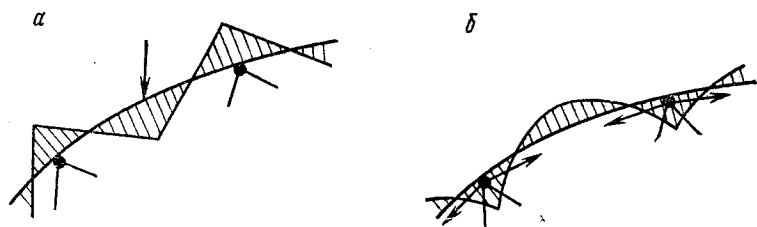


Рис. 13.38. Эпюры моментов в верхнем поясе арочной фермы
 а — от внеузловой нагрузки; б — от эксцентриситета продольной силы

применяют железобетонные фермы, отличающиеся очертанием поясов и решетки и имеющие различные технико-экономические показатели (табл. 13.4). Различают следующие основные типы ферм: сегментные с верхним поясом ломаного очертания и прямолинейными участками между узлами (рис. 13.37, а); арочные раскосные с редкой решеткой и верхним поясом плавного криволинейного очертания (рис. 13.37, б); арочные безраскосные с жесткими узлами в примыкании стоек к поясам и верхним поясам криволинейного очертания (рис. 13.37, в); полигональные с параллельными поясами или с малым уклоном верхнего пояса трапециевидного очертания (рис. 13.37, г); полигональные с ломаным нижним поясом (рис. 13.37, д).

Высоту ферм всех типов в середине пролета обычно принимают равной $1/7 \dots 1/9$ пролета. Панели верхнего

пояса ферм, за исключением арочных раскосных, проектируют размером 3 м с тем, чтобы нагрузка от плиты покрытия передавалась в узлы ферм и не возникал местный изгиб. Нижний растянутый пояс ферм всех типов и растянутые раскосы ферм некоторых типов проектируют предварительно напряженными с натяжением арматуры, как правило, на упоры.

Наиболее благоприятное очертание по условию статической работы имеют сегментные и арочные фермы, так как очертание их верхнего пояса приближается к кривой давления. Решетка этих ферм слабо работающая (испытывающая незначительные усилия), а высота на опорах сравнительно небольшая, что приводит к снижению массы фермы и уменьшению высоты наружных стен. В арочных раскосных фермах изгибающие моменты от внеузлового нагружения верхнего пояса уменьшаются благодаря эксцентриситету продольной силы, вызывающему момент обратного знака, что позволяет увеличить длину панели верхнего пояса и сделать решетку более редкой (рис. 13.38). В арочных безраскосных фермах возникают довольно большие изгибающие моменты в стойках, поясах и для обеспечения прочности и трещиностойкости появляется необходимость в дополнительном армировании. Однако эти фермы несколько проще в изготовлении, удобнее в зданиях с малоуклонной или плоской кровлей и при использовании межферменного пространства для технологических коммуникаций (при устройстве дополнительных стоек над верхним поясом). Полигональные фермы с ломаным очертанием нижнего пояса более устойчивы на монтаже и не требуют специальных креплений, так как их центр тяжести расположен ниже уровня опор.

Полигональные фермы с параллельными поясами или малым уклоном верхнего пояса имеют некоторое экономическое преимущество в том отношении, что при плоской кровле создается возможность широко применять средства механизации кровельных работ.

Для ферм всех типов уменьшение размеров сечений и снижение общей массы достигается применением бетонов высоких классов (В30...В50) и высоким процентом армирования сечений поясов.

Фермы рационально изготавливать цельными. Членение их на полуфермы с последующей укрупнительной сборкой на монтаже повышает стоимость. Фермы пролетом

18 м изготовляют цельными; пролетом 24 м — цельными или из двух полуферм; пролетом 30 м — из двух полуферм. Решетку полуфермы следует разбивать так, чтобы стык нижнего пояса для удобства монтажного соединения был выносным, т. е. расположенным между узлами (см. рис. 13.37, а). Чтобы обеспечить монтажную прочность участка нижнего пояса, у стыка устраивают конструктивные дополнительные подкосы (не учитываемые в расчете).

Решетка ферм может быть закладной из заранее изготовленных железобетонных элементов с выпусками арматуры, которые устанавливают перед бетонированием поясов и заводят в узлы на 30...50 мм, или изготовляемой одновременно с бетонированием поясов. Последний вариант получил большее распространение. Ширина сечения закладной решетки должна быть меньше ширины сечения поясов, а ширина сечения решетки, бетонированной одновременно с поясами, должна быть равна ширине сечения последних.

Ширину сечения поясов ферм из условий удобства изготовления принимают одинаковой. При шаге ферм 6 м ее принимают 200...250 мм, а при шаге ферм 12 м — 300...350 мм.

Армирование нижнего растянутого пояса необходимо выполнять с соблюдением расстояний в свету между напрягаемыми стержнями, канатами и спаренной проволокой, что обеспечивает удобство укладки и уплотнения бетонной смеси. Вся растянутая арматура должна быть охвачена замкнутыми конструктивными хомутами, устанавливаемым с шагом 500 мм.

Верхний сжатый пояс и решетки армируют ненапрягаемой арматурой в виде сварных каркасов. Растянутые элементы решетки при значительных усилиях выполняют предварительно напряженными.

В узлах железобетонных ферм для надежной передачи усилий от одного элемента к другому создают специальные уширения — вуты, позволяющие лучше разместить и заанкерить арматуру решетки (рис. 13.39). Узлы армируют окаймляющими цельногнутыми стержнями диаметром 10...18 мм и вертикальными поперечными стержнями диаметром 6...10 мм с шагом 100 мм, объединенными в сварные каркасы. Арматуру элементов решетки заводят в узлы, а растянутые стержни усиливают на конце анкерами в виде коротышей, петель, высажен-

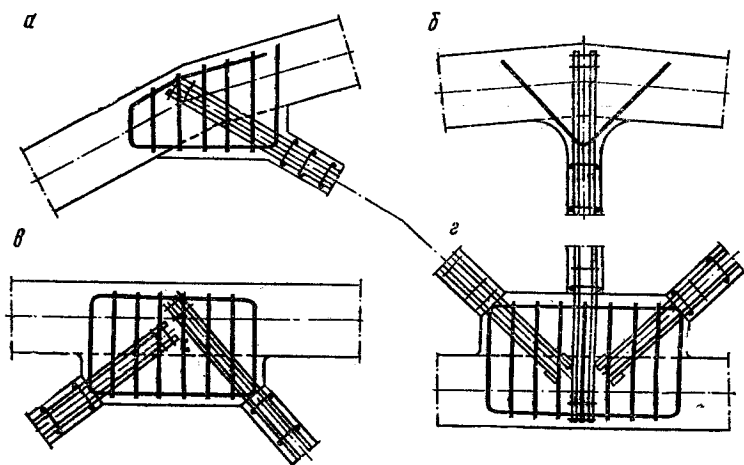


Рис. 13.39. Армирование узлов ферм
а...в — верхнего пояса; г — нижнего пояса

ных головок. Надежность заделки проверяют расчетом.

Опорные узлы ферм армируют дополнительной продольной ненапрягаемой арматурой и поперечными стержнями, обеспечивающими надежность анкеровки растянутой арматуры нижнего пояса и прочность опорного узла по наклонному сечению. Кроме того, чтобы предотвратить появление продольных трещин при отпуске натяжения арматуры, ставят специальные поперечные стержни, приваренные к закладным опорным листам, и сетки.

Пример армирования сегментной фермы пролетом 24 м приведен на рис. 13.40. Напрягаемую арматуру нижнего пояса фермы предусматривают нескольких видов: канаты класса К-7, К-10; стержневую класса А-IV, высокопрочную проволоку Вр-II. Арматуру натягивают на упоры. Хомуты нижнего пояса выполняют в виде встречно поставленных П-образных сеток, окаймляющих напрягаемую арматуру. В опорном узле поставлены дополнительные продольные ненапрягаемые стержни диаметром 12 мм, заведенные в приопорную панель нижнего пояса, и поперечные стержни диаметром 10 мм.

Расчет ферм выполняют на действие постоянных и временных нагрузок — вес покрытия и фермы, нагрузки от подвесного транспорта. Вес покрытия считается

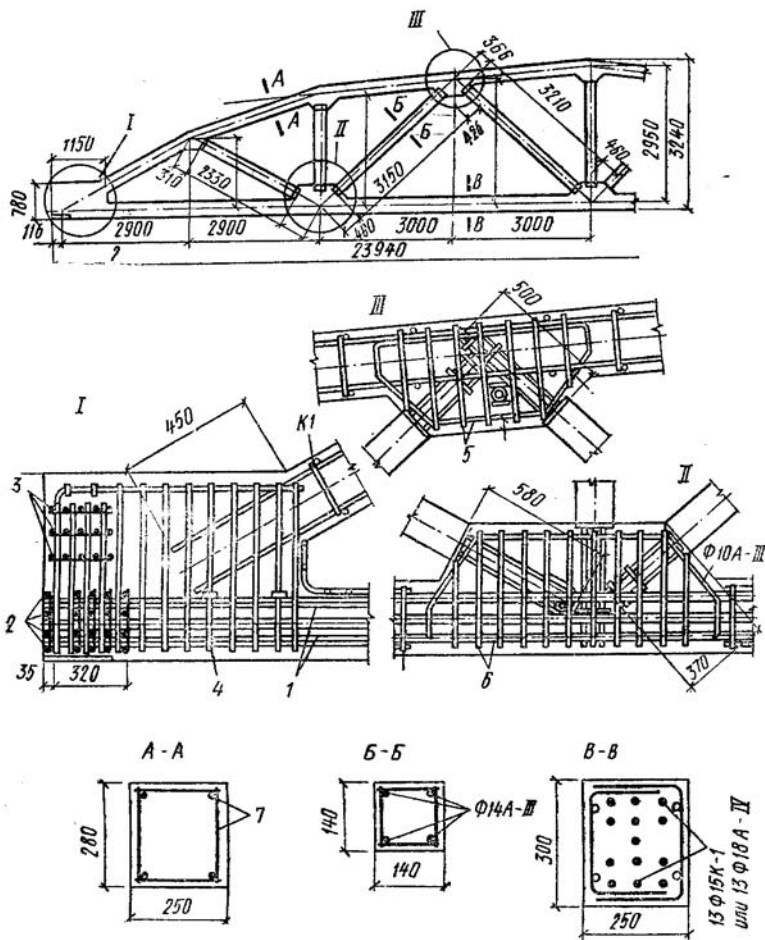


Рис. 13.40. Железобетонная сегментная ферма пролетом 24 м
 1 — ненапрягаемые стержни $\varnothing 12$ —А-III; 2 — горизонтальные сетки; 3 — вертикальные сетки; 4 — сварной каркас опорного узла; 5, 6 — сварные каркасы промежуточных узлов; 7 — сварной каркас верхнего пояса

приложенным к узлам верхнего пояса, а нагрузки от подвешенного транспорта — к узлам нижнего пояса. В расчете учитывают неравномерное загрузку снеговой нагрузкой у фонарей и по покрытию здания. Учитывают также невыгодное для элементов решетки загрузку одной половины фермы снегом и подвесным транспортом.

В расчетной схеме раскосной фермы при определении усилий принимают шарнирное соединение элементов поясов и решетки в узлах. В расчетах прочности влиянием жесткости узлов фермы на усилия в элементах поясов и решетки ввиду малости можно пренебречь. При определении изгибающих моментов от внеузловой нагрузки верхний пояс рассматривают как неразрезную балку, опорами которой являются узлы.

Прочность сечений поясов и решетки рассчитывают по формулам для сжатых и растянутых элементов. Сжатые элементы в плоскости фермы и из плоскости фермы имеют различную расчетную длину l_0 , а именно:

Сжатый верхний пояс в плоскости фермы:	
при $e_0 < 1/8h$	$l_0 = 0,9l$
» $e_0 \geq 1/8h$	$0,8l$
Сжатый верхний пояс из плоскости фермы:	
для участка под фонарем размером 12 м	
и более	$0,8l$
в остальных случаях	$0,9l$
Сжатые раскосы и стойки в плоскости фермы	
и из плоскости фермы:	
при $b/b_d < 1,5$	$0,9l$
» $b/b_d \geq 1,5$	$0,8l$

Здесь l — расстояние между центрами смежных закрепленных узлов; e_0 — эксцентриситет продольной силы; h — высота сечения верхнего пояса; b, b_d — ширина сечения соответственно верхнего пояса и стойки,

Арматуру опорного узла фермы на основании исследований рассчитывают по схеме, изображенной на *рис. 13.41, а*. Учитывается, что понижение расчетного усилия в напрягаемой арматуре, которое происходит из-за недостаточной анкеровки в узле, компенсируется работой на растяжение дополнительной продольной ненапрягаемой арматуры и поперечных стержней. Площадь сечения продольной ненапрягаемой арматуры

$$A_s = 0,2N/R_s, \quad (13.40)$$

где N — расчетное усилие приопорной панели.

Отрыв части опорного узла по линии AB происходит под влиянием усилия $N \sin \alpha$, действующего нормально к плоскости отрыва. Этому отрыву оказывают сопротивление усилия: в продольной напрягаемой арматуре $N_{sp} \sin \alpha$, в продольной ненапрягаемой арматуре $N_s \sin \alpha$, в хомутах $N_{sw} \cos \alpha$. Отсюда условие прочности на отрыв:

$$N \sin \alpha \leq N_{sp} \sin \alpha + N_s \sin \alpha + N_{sw} \cos \alpha,$$

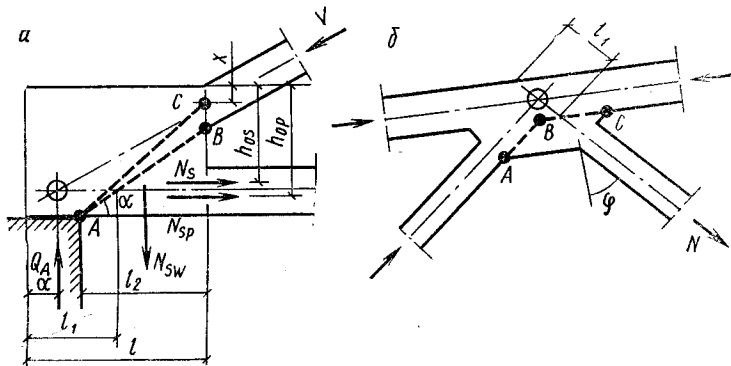


Рис. 13.41. К расчету узлов ферм
a — опорного узла; *б* — промежуточного узла

которое после сокращения на $\sin \alpha$ принимает вид

$$N \leq N_p + N_s + N_{sw} \operatorname{ctg} \alpha. \quad (13.41)$$

Усилия в продольной арматуре

$$N_{s^p} = A_{s^p} R_{s^p} l_p^0 / l_p; \quad (13.42)$$

$$N_s = A_s R_s l_{an}^0 / l_{an}. \quad (13.43)$$

Усилия в хомутах

$$N_{sw} = (N - N_{s^p} - N_s) / \operatorname{ctg} \alpha. \quad (13.44)$$

Площадь сечения одного хомута

$$A_{sw} = N_{sw} / n R_{sw}. \quad (13.45)$$

Здесь α — угол наклона линии AB , соединяющей точку A у грани опоры с точкой B в примыкании нижней грани сжатого раскоса к узлу; n — число поперечных стержней, пересекаемых линией AB (за вычетом поперечных стержней, расположенных ближе 100 мм от точки A); l_p^0 , l_{an}^0 — длина заделки в опорном узле за линией AB продольной напрягаемой и ненапрягаемой арматурой; l_p , l_{an} — длина заделки, обеспечивающая полное использование прочности продольной напрягаемой и ненапрягаемой арматуры.

Значение l_p при классе тяжелого бетона В30 и выше принимают 1500 мм для семипроволочных канатов, 1000 мм для высокопрочной проволоки Вр-II диаметром 5 мм, $35d$ для стержневой арматуры класса А-IV. Значение l_{an} для арматуры класса А-III принимают $35d$.

Прочность опорного узла на изгиб в наклонном сечении проверяют по линии AC (соединяющей точку A у

границы опоры с точкой C у низа сжатой зоны на внутренней грани узла) по условию, что момент сил не должен превышать момента внутренних усилий:

$$Q_A(l-a) \leq N_W(l_2-10)/2 + N_s(h_{0s}-x/2) + N_{sp}(h_{0p}-x/2), \quad (13.46)$$

где Q_A — опорная реакция; l — длина опорного узла; a — расстояние от торца до центра опорного узла,

Высота сжатой зоны в наклонном сечении

$$x = (N_{sp} + N_s)/R_b b. \quad (13.47)$$

Арматуру промежуточного узла рассчитывают приближенно по схеме, изображенной на рис. 13.41, б. В этом узле также учитывают, что понижение расчетного усилия в арматуре растянутого раскоса на длине заделки компенсируется работой на растяжение поперечных стержней. Из условия прочности линии отрыва ABC

$$N_{sw} \cos \varphi \leq N(k_2 l_1 + a)/k_1 l_{an} \quad (13.48)$$

определяют N_{sw} и площадь сечения одного поперечного стержня

$$A_{sw} = N_{sw}/nR_{sw}, \quad (13.49)$$

где N — расчетное усилие в растянутом раскосе; φ — угол между поперечными стержнями и направлением растянутого раскоса; n — число поперечных стержней, пересекаемых линией ABC ; при этом поперечные стержни, располагаемые на расстоянии меньше 100 мм от точек A и C , а также имеющие в пределах вута заделку менее $30d$ (с учетом загнутых участков поперечной арматуры), в расчет не включаются; l_1 — длина заделки арматуры растянутого раскоса за линией ABC ; k_2 — коэффициент, учитывающий особенность работы узла, в котором сходятся растянутый и сжатый подкосы: для узлов верхнего пояса $k_2=1$; для узлов нижнего пояса (если в одном из примыкающих к узлу участке растянутого пояса обеспечивается 2-я категория требований по трещиностойкости и при наличии в узле сжатых стоек или раскосов, имеющих угол наклона к горизонту более 40°) $k_2=1,1$, в остальных случаях $k_2=1,05$; a — условное увеличение длины заделки растянутой арматуры с анкерами: $a=5d$ — при двух коротышах; $a=3d$ — при одном коротыше и петле; $a=2d$ — при высаженной головке; l_{an} — заделка арматуры растянутого раскоса, обеспечивающая полное ее использование по прочности при тяжелом бетоне класса В30 и выше и арматуре класса А-III $l_{an}=35d$; $k_1=\sigma_s/R_s$; σ_s — напряжение в арматуре растянутого раскоса от расчетной нагрузки.

Поперечные стержни промежуточного узла, в котором сходятся два растянутых элемента решетки, рассчитывают по формуле (10.49) последовательно для каждого элемента решетки, считая, что элементы, расположенные рядом, сжаты.

Окаймляющую арматуру промежуточного узла рассчитывают, используя равенства:

$$N_{0s} = 0,04 (D_1 + 0,5D_2); \quad (13.50)$$

$$A_s = N_{0s}/n_2 R_{0s}, \quad (13.51)$$

где D_1 — наибольшее усилие в растянутых раскосах, сходящихся в узле; D_2 — усилие в другом растянутом подкосе этого узла; n_2 — число окаймляющих стержней в узле; $R_{0s} = 90$ МПа — расчетное напряжение окаймляющей арматуры, установленное из условия ограничения ширины раскрытия трещин.

Расчет трещиностойкости растянутого пояса раскосной фермы необходимо выполнять с учетом изгибающих моментов, возникающих вследствие жесткости узлов. Эти моменты в фермах со слабо работающей решеткой достаточно точно могут быть определены из рассмотрения нижнего пояса как неразрезной балки с заданными осадками опор. Последние находят по диаграмме перемещений стержней фермы.

Расчет фермы выполняют также на усилия, возникающие при изготовлении, транспортировании и монтаже.

В расчетной схеме безраскосной фермы в расчетах прочности и трещиностойкости принимают жесткое соединение поясов и стоек в узле. Усилия M , Q , N определяют как для статически неопределимой системы с замкнутыми контурами. Здесь возможны как строгие, так и приближенные способы расчета.

Для расчета ферм на ЭВМ разработаны программы, по которым можно выбрать оптимальный вариант конструкции.

13.3.4. Подстропильные конструкции

Подстропильные конструкции в виде балок или ферм (рис. 13.42) применяют в покрытиях одноэтажных промышленных зданий при шаге стропильных конструкций 6 м и шаге колонн 12 м. Подстропильные конструкции выполняют предварительно напряженными из бетона классов В30, В40 и армируют канатами, стержневой или проволочной арматурой с натяжением на упоры. Ненапрягаемую арматуру растянутых раскосов подстропильных ферм определяют из расчета прочности и раскрытия трещин. Крепление стропильных ферм к подстропильным конструкциям выполняют монтажной сваркой.

Нагрузка от стропильной фермы передается в виде сосредоточенной силы, приложенной в середине пролета к нижнему узлу подстропильной фермы. Подстропильные

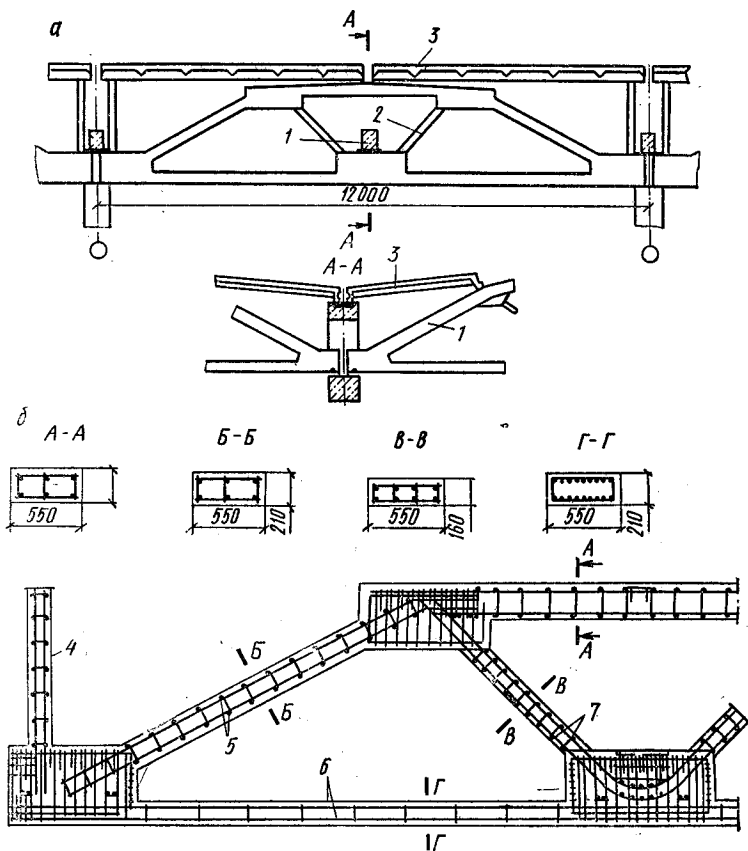


Рис. 13.42. Конструкция (а) и армирование (б) подстропильной фермы

1 — ферма покрытия; 2 — подстропильная ферма; 3 — кровельная плита; 4 — стойка для опирания плиты покрытия; 5 — арматура сжатого раскоса; 6 — напрягаемая арматура нижнего пояса; 7 — напрягаемая арматура растянутого раскоса

фермы рассчитывают по прочности и трещиностойкости с учетом жесткости узлов.

13.3.5. Арки

При пролете свыше 30 м железобетонные арки становятся экономичнее ферм. Наиболее распространенные арки — двухшарнирные — выполняют пологими со стрелой подъема $f=1/6...1/8 l$. Распор арки обычно воспри-

нимается затяжкой. В конструктивном отношении выгодно очертание оси арки, близкое к кривой давления. Арочный момент

$$M_x = M_{btx} - Hy,$$

где M_{btx} — балочный момент; H — распор арки.

Очертание кривой давления находят, полагая $M_x = 0$. Тогда

$$y = M_{btx}/H. \quad (13.53)$$

При равномерно распределенной нагрузке и несмещаемых опорах кривая давления арки будет квадратной параболой

$$y = 4\xi(1 - \xi)f, \quad (13.54)$$

где $\xi = x/l$.

Полного совпадения оси арки с кривой давления достичь не удастся, так как при различных схемах загрузки временной нагрузкой, а также под влиянием усадки и ползучести бетона неизбежно возникают изгибающие моменты. Влияние ползучести бетона особенно существенно в большепролетных арках. В связи с этим принимают такое очертание оси, при котором расчетные усилия будут наименьшими. Для типизации конструкции и упрощения производства работ очертание оси полых двухшарнирных арок обычно принимают по окружности.

Конструирование арок выполняют по общим правилам, как для сжатых элементов. Сечение арок может быть прямоугольным и двутавровым (рис. 13.43), чаще с симметричным двойным армированием, так как возможны знакопеременные изгибающие моменты. Затяжку выполняют предварительно напряженной. Для уменьшения провисания затяжки через каждые 5...6 м устраивают железобетонные или стальные подвески.

Двухшарнирная арка двутаврового сечения с предварительно напряженной затяжкой пролетом 36 м, изображенная на рис. 13.43, собрана из шести блоков. Затяжку изготовляют в виде целого элемента с опорными блоками, что повышает надежность работы распорной конструкции. В качестве напрягаемой арматуры затяжки применяют канаты, натягиваемые на упоры. Блоки на монтаже соединяют сваркой либо выпусков арматуры, либо закладных деталей. Стыковые швы замоноличивают.

Большепролетные высокие арки имеют более слож-

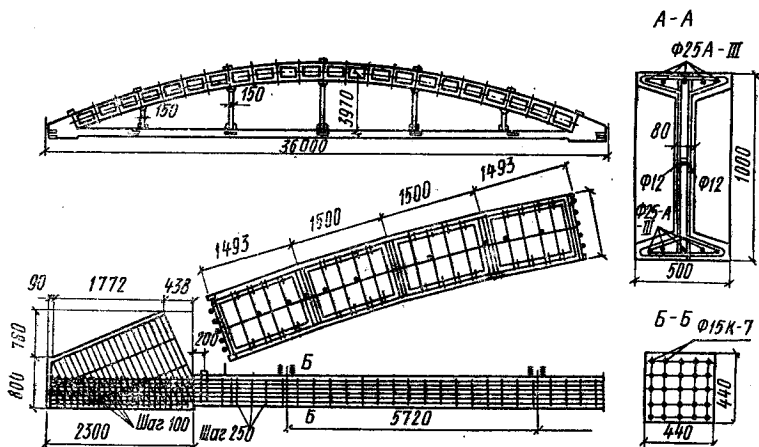
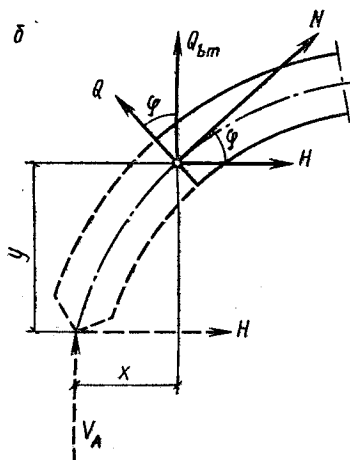
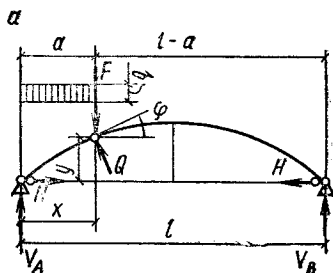


Рис. 13.43. Железобетонная арка двутаврового сечения с затяжкой

Рис. 13.44. К расчету арок

a — двухшарнирная арка; *б* — усилия в сечении арки



ное очертание оси, их обычно выполняют трехшарнирными. Распор арки передают на фундаменты и грунты основания. При слабых грунтах для восприятия распора арки устраивают затяжку, расположенную ниже уровня пола.

Арки рассчитывают на вес покрытия и арки, сплош-

ную и одностороннюю нагрузку от снега и сосредоточенную нагрузку от подвешного транспорта. Большепролетные арки рассчитывают также на усадку и ползучесть бетона, а высокие арки — на ветровую нагрузку. В расчетной схеме очертание пологой двухшарнирной арки принимают по квадратной параболе (рис. 13.44, а). Высоту и ширину сечения арки предварительно принимают

$$h = (1/30 \dots 1/40) l; \quad b = (0,4 \dots 0,5) h.$$

Площадь сечения арматуры затяжки предварительно подбирают по распору

$$H = 0,9 (ql^2/sf). \quad (13.55)$$

Двухшарнирные арки рассчитывают как статически неопределимые системы с учетом влияния перемещений от изгибающих моментов и нормальных сил. Для предварительно напряженной затяжки в расчете перемещений учитывают приведенную площадь бетона A_{red} . Предварительное напряжение затяжки, в результате которого деформации арматуры оказываются выбранными, уменьшает подвижность опор арки и приближает ее работу под нагрузкой к работе арки с неподвижными пятнами. При этом распор H увеличивается, а изгибающий момент арки уменьшается.

Трехшарнирные арки статически определимы. Если опоры расположены в одном уровне, то распор

$$H = M_{bm}/f, \quad (13.56)$$

где M_{bm} — балочный момент в середине пролета арки.

Усилия M , Q , N определяют в нескольких сечениях по длине арки (рис. 13.44, б). Изгибающие моменты определяют по формуле (13.52); продольные и поперечные силы

$$Q = Q_{bm} \cos \varphi - H \sin \varphi; \quad (13.57)$$

$$N = H \cos \varphi + Q_{bm} \sin \varphi, \quad (13.58)$$

где φ — угол между касательной к оси арки в рассматриваемом сечении и горизонтальной прямой; Q_{bm} — балочная поперечная сила.

Усилия в сечениях, вычисленные от разных загружений, сводят в таблицу, по которой устанавливают максимальные и минимальные расчетные усилия. Сечение арматуры подбирают по формулам для сжатых элементов. Чтобы учесть влияние продольного изгиба в плоскости кривизны, расчетную длину принимают: для трехшарнирной арки — $0,58 s$, для двухшарнирной — $0,54 s$, для бес-

шарнирной — $0,36 s$ (где s — длина дуги). Поперечные силы в арках незначительны; поперечные стержни ставят по расчету и конструктивным соображениям. Арматуру затяжки подбирают как для растянутого элемента по условиям прочности и трещиностойкости.

13.4. Особенности конструкций одноэтажных каркасных зданий из монолитного железобетона

В одноэтажном каркасном здании из монолитного железобетона основная несущая конструкция — поперечная рама. Нагрузка от покрытия здания — балочного или тонкостенного пространственного — передается на поперечные рамы.

Прямолинейные ригели возможны при пролетах до 12...15 м, ломаные ригели — до 15...18 м, криволинейные ригели без затяжек — до 18 м, с затяжками — до 24 м и более. Рамы с криволинейными ригелями применяют преимущественно в качестве диафрагм коротких оболочек, являющихся весьма экономичным типом монолитных покрытий. Затяжка, препятствуя горизонтальным перемещениям верха стоек, уменьшает значения изгибающих моментов и поперечных сил в стойках и ригелях (рис. 13.45, а), а также и в заделке стоек, вследствие чего облегчается конструкция фундаментов.

Соединение стоек монолитных рам с фундаментами может быть жестким и шарнирным. В жестком соединении арматуру стоек сваривают или стыкуют внахлестку с соответствующими выпусками арматуры фундамента; такое соединение просто и экономично. Шарнирное соединение применяют в тех случаях, когда в заделке колонны возникает значительный изгибающий момент, а грунты оснований имеют малую несущую способность и фундаменты рамы оказываются весьма тяжелыми. Вместе с тем нужно иметь в виду, что шарнирное соединение приводит к возрастанию изгибающих моментов в пролете и ригель становится тяжелее (рис. 13.45, б).

Ригель армируют как балку, заделанную на опоре; часть продольной арматуры ригеля переводят в зону отрицательных моментов у опоры и заводят в стойку; стойки армируют как сжатые элементы, часть стержней которых заводят в ригель (рис. 13.46).

При конструировании монолитной рамы особое вни-

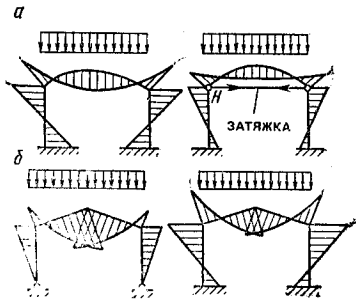


Рис. 13.45. К выбору рациональной конструкции монолитной рамы

a — эпюры моментов при криволинейном ригеле с затяжкой и без затяжки; *б* — то же при ломаном ригеле и шарнирном и жестком соединении стойки с фундаментом

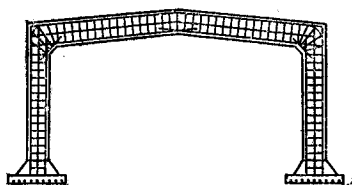


Рис. 13.46. Армирование монолитной рамы

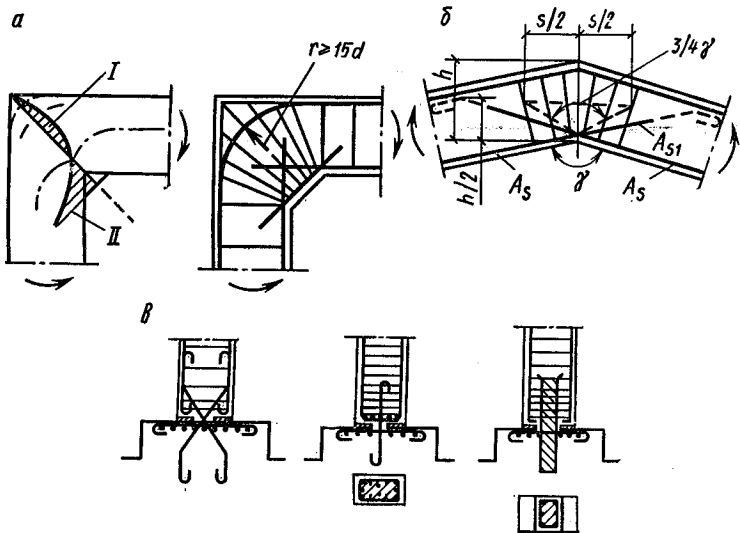


Рис. 13.47. Детали армирования узлов монолитных рам (*a*, *б*) и опорных шарниров (*в*)

I — растянутая зона; *II* — сжатая зона

мание следует уделять узлам и сопряжениям. Расположение арматуры в узлах должно соответствовать характеру действующих усилий и в то же время обеспечивать удобство производства работ. В узле сопряжения ригеля с колонной наибольшие растягивающие усилия возникают на некотором удалении от края, поэтому растянутую арматуру в узле выполняют закругленной и заводят на длину, устанавливаемую на эюре моментов (рис. 13.47, а).

В сжатой зоне узла возникают значительные местные напряжения, в связи с чем входящие углы целесообразно выполнять со скосами (вутами), уменьшающими местные напряжения. Сжатую арматуру ригеля и стойки заводят в глубь узла, а вут армируют самостоятельными продольными стержнями. В рамных конструкциях с относительно небольшими усилиями вуты не делают, что несколько упрощает производство работ.

В узлах, где ригель имеет перелом, например в коньковом узле, усилия в нижней растянутой арматуре создают равнодействующую, направленную по биссектрисе входящего угла, под действием которой арматура стремится выпрямиться и выколоть бетон (рис. 13.47, б). Поэтому коньковые узлы армируют с перепуском концов нижних растянутых стержней и усиливают дополнительными поперечными стержнями, определяемыми расчетом. Поперечная арматура должна воспринимать растягивающее усилие, равное вертикальной составляющей усилий в продольных растянутых стержнях, не заанкеренных в сжатой зоне

$$F_1 = 2R_s A_{s1} \cos(\gamma/2) \quad (13.59)$$

или воспринимать 35 % вертикальной составляющей усилий во всех продольных растянутых стержнях

$$F_2 = 0,7R_s A_s \cos(\gamma/2), \quad (13.60)$$

где A_{s1} — площадь сечения продольных растянутых стержней, незаанкеренных в сжатой зоне; γ — входящий угол в растянутой зоне.

Поперечная арматура, необходимая по расчету, должна быть расположена на длине

$$s = h \operatorname{tg}(3/8) \gamma. \quad (13.61)$$

Шарнирное сопряжение стойки рамы с фундаментом создается устройством упрощенного (несовершенного) шарнира. В этом месте размеры сечения стойки уменьшаются до $1/2 \dots 1/3$ размеров основного сечения; здесь ус-

танавливают вертикальные или перекрещивающиеся стержни, а примыкающие к шарниру части стойки и фундамента усиливают поперечными сетками (рис. 13.47, в). Продольное усилие стойки передается через сохраняемую площадь бетона и арматурные стержни, поперечная сила в стойке обычно погашается силой трения.

Контрольные вопросы для самостоятельной проработки материала главы 13

1. Из каких сборных элементов состоит каркас здания, поперечная и продольная рамы?
2. Как обеспечивается пространственная жесткость одноэтажного здания — в поперечном направлении, продольном направлении?
3. Какую применяют конструктивную схему здания с плитами покрытия на пролет?
4. Какие установлены группы режимов работы мостовых кранов и какие нагрузки они сообщают каркасу здания?
5. В чем заключается компоновка конструкции каркаса здания? При каких конструктивных схемах достигаются лучшие технико-экономические показатели?
6. На чем основан выбор рационального узла соединения ригеля с колонной поперечной рамы по условиям типизации элементов?
7. Какие существуют типы колонн одноэтажного промышленного здания? На чем основан выбор конструкции колонны?
8. В чем значение системы связей? Как работают горизонтальные и вертикальные связи?
9. Какова конструкция подкрановых балок? В чем заключается методика расчета нагрузок от мостовых кранов?
10. Как изображают расчетную схему поперечной рамы с нагрузками, которые на нее действуют?
11. Как определить нагрузки на поперечную раму от мостовых кранов?
12. Как учитывается пространственная работа каркаса здания при крановых нагрузках? Как определяется коэффициент пространственной работы?
13. Какую применяют методику расчета поперечной рамы и определения усилий в колоннах?
14. В чем состоит особенность определения усилий в двухветвевых колоннах?
15. Как определить расчетную длину колонн здания с мостовыми кранами при учете прогиба в плоскости рамы, из плоскости рамы?
16. Какие применяют конструкции плит покрытий и какова их технико-экономическая оценка?
17. Какие пролеты балок, ферм, арок целесообразны в покрытиях одноэтажного промышленного здания?
18. Какие применяют конструкции балок покрытий? Как выполняют их расчет и определяют положение расчетного сечения при двускатном очертании верхнего пояса?
19. Какие применяют конструктивные схемы железобетонных ферм покрытий? Как работают под нагрузкой пояса и решетки?
20. Какова технико-экономическая оценка различных типов ферм покрытий?

21. В чем заключаются принципы конструирования и расчета ферм покрытий?

22. Какую методику расчета применяют для узлов ферм покрытий?

23. Какие применяют виды подстропильных конструкций?

24. Какие применяют конструктивные схемы железобетонных арок покрытий? Каков принцип их расчета?

25. Какие применяют конструктивные схемы монолитных железобетонных рам одноэтажных каркасных зданий и как конструируют их узлы?

ГЛАВА 14. ТОНКОСТЕННЫЕ ПРОСТРАНСТВЕННЫЕ ПОКРЫТИЯ

14.1. Общие сведения

Пространственные покрытия представляют системы, образуемые тонкостенными оболочками (тонкими плитами) и контурными конструкциями (бортовыми элементами, опорными кольцами, диафрагмами в виде балок, ферм, арок, брусьев и т. п.). Оболочкам придают очертания криволинейных поверхностей или многогранников.

Тонкостенные пространственные покрытия (рис. 14.1, а...ж) применяют с использованием в них:

цилиндрических оболочек и призматических складок; оболочек вращения с вертикальной осью (купола); оболочек двойкой положительной и отрицательной гауссовой кривизны, преимущественно прямоугольных в плане;

составных оболочек, образованных из нескольких элементов, пересекающихся по форме криволинейных поверхностей.

Особое место занимают волнистые своды, т. е. многоволновые или многоскладчатые покрытия в виде сводов (складок) с малыми размерами волны по сравнению с длиной пролета (см. рис. 14.1, з), а также висячие покрытия (на вантах), весьма разнообразные по форме в пространстве и в плане (см. рис. 14.1, и, к).

В практике находят применение многие другие разновидности тонкостенных пространственных покрытий.

Тонкостенные пространственные покрытия особенно целесообразны при строительстве производственных и гражданских зданий в условиях, когда требуется перекрывать площадь больших размеров (порядка 30×30 м и более) без промежуточных опор. Впрочем, их успешно применяют и при меньших площадях.

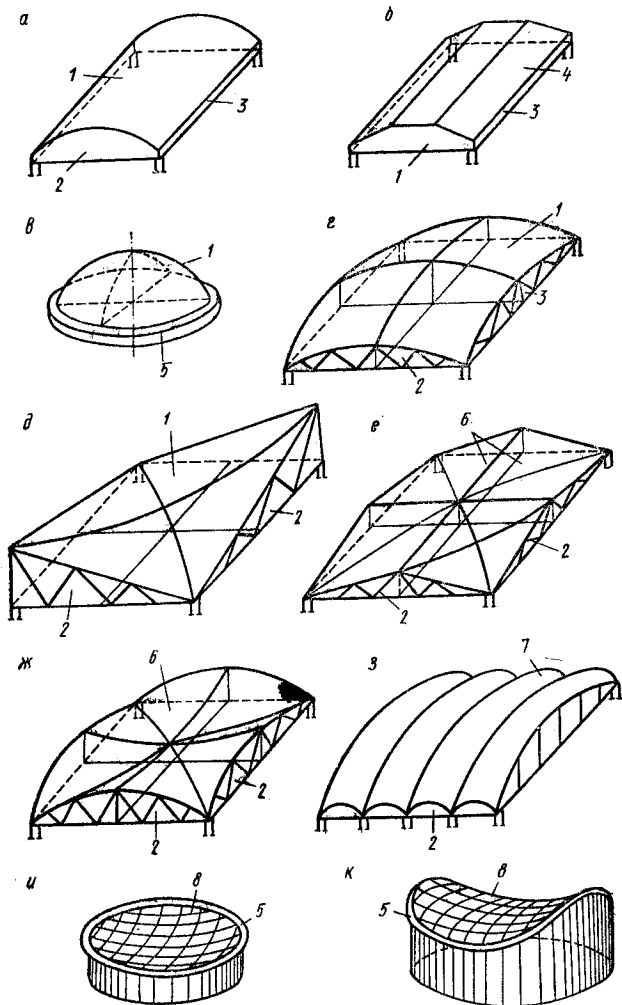


Рис. 14.1. Характерные схемы наиболее часто применяемых тонкостенных пространственных покрытий

а — с цилиндрическими оболочками; *б* — с призматическими складками; *в* — с оболочками с вертикальной осью вращения (купола); *г* — с оболочками двойной положительной гауссовой кривизны, прямоугольными в плане; *д* — с оболочками двойной отрицательной гауссовой кривизны, прямоугольными в плане; *е* — с составными оболочками из прямоугольных в плане элементов; *ж* — то же из треугольных элементов; *з* — в виде волнистых сводов; *и* — висячего типа с поверхностью однозначной кривизны; *к* — то же разнозначной кривизны: 1 — оболочка (тонкостенная плита пространственной формы); 2 — диафрагма (плоская контурная конструкция); 3 — бортовой элемент; 4 — элемент складки; 5 — опорное кольцо; 6 — элемент оболочки; 7 — волна свода; 8 — висячая оболочка

В пространственных покрытиях благодаря работе конструкции в плане в обоих направлениях достигают лучшего использования материалов, их существенную экономию, значительное уменьшение массы в сравнении с покрытиями из плоских элементов (кровельных панелей, ферм, арок, подстропильных конструкций). Пространственные покрытия обладают особой архитектурной выразительностью.

За рубежом тонкостенные пространственные покрытия возводят главным образом в виде монолитных конструкций с применением на строительной площадке лесов и опалубки. В Советском Союзе пространственные покрытия осуществляют преимущественно сборными, что отвечает принципу индустриализации строительства.

Тонкостенные пространственные железобетонные оболочки появились в 20-х годах текущего столетия. В СССР первые цилиндрические железобетонные оболочки построены над резервуаром для воды в Баку (1925 г.), затем в зданиях Харьковского почтамта (1928 г.), Московской автобазы (1929 г.), Ростовского завода сельскохозяйственных машин (1931 г.) и впоследствии на многих других объектах. Первый железобетонный купол был сооружен над Московским планетарием (1929 г.), позже купола сооружались над Новосибирским городским театром (1934 г.), Московским театром сатиры (1939 г.) и т. д.

По мере развития строительной индустрии тонкостенные пространственные конструкции непрерывно совершенствовались. В последнее время построено много оригинальных сборных пространственных покрытий различных форм в Ленинграде, Москве, Красноярске, Киеве и других городах.

При этом все шире практикуют предварительное напряжение контурных конструкций и угловых зон оболочек, используют легкие бетоны, изготавливают сборные пространственные панели-оболочки на пролет (цилиндрической формы — КЖС, гиперболической и др.), применяют армоцементные пространственные конструкции, а также железобетонные оболочки в сочетании со стальными диафрагмами и др.

Поверхности двоякой кривизны могут быть образованы способом вращения некоторой плоской кривой (образующей) вокруг оси, находящейся вместе с ней в од-

ной плоскости (см. рис. 14.1, в), или способом переноса, т. е. поступательным перемещением плоской образующей по параллельным направляющим (см. рис. 14.1, г). Поверхность двоякой кривизны может быть получена также перемещением плоской кривой (в частном случае — прямой) по двум непараллельным непересекающимся направляющим (см. рис. 14.1, д).

Для покрытий чаще всего применяют пологие оболочки с подъемом поверхности не более $\frac{1}{5} \dots \frac{1}{6}$ доли любого размера основания.

Криволинейная поверхность положительной гауссовой кривизны характеризуется тем, что центры кривизны дуг всех нормальных сечений, проведенных через каждую точку, лежат по одну сторону поверхности (см. рис. 14.1, г). Если эти центры расположены с обеих сторон, то такая поверхность называется поверхностью отрицательной гауссовой кривизны (см. рис. 14.1, д).

Исследованиями установлено, что пространственные покрытия с применением оболочек подобно другим железобетонным конструкциям в начальной стадии загрузки (до образования трещин в бетоне растянутых зон) деформируются линейно. После образования трещин по мере роста нагрузок и напряжений в бетоне и арматуре в них нарастают нелинейные деформации вплоть до стадии предельного равновесия.

В общем случае в нормальных сечениях оболочек возникают нормальные силы N_η и N_ξ , касательные силы $N_{\eta\xi}$ и $N_{\xi\eta}$, изгибающие моменты M_η и M_ξ , поперечные силы Q_η и Q_ξ , крутящие моменты H_η и H_ξ (рис. 14.2). Им соответствуют проекции сил и моментов в элементе единичных размеров в основании оболочки: N_x и N_y , N_{xy} и N_{yx} , Q_x и Q_y , M_x и M_y , M_{xy} и M_{yx} . Все эти величины относятся к единице длины сечения.

Тонкостенные оболочки имеют малую жесткость на изгиб в сравнении с жесткостью против действия сил, развивающихся в срединной поверхности. Поэтому внешним нагрузкам, действующим перпендикулярно срединной поверхности оболочки, противодействуют преимущественно силы N_η , N_ξ , $N_{\eta\xi}$ (на 92...98 %). Дополнительную часть нагрузки, (2...8 %) воспринимают компоненты изгибного состояния M_x , M_y , M_{xy} , Q_x , Q_y .

В пологих оболочках, которые чаще других используются в практике, $N_x \approx N_\eta$, $N_y \approx N_\xi$, $N_{xy} = N_{\eta\xi}$. При непологих оболочках решение получают также сначала

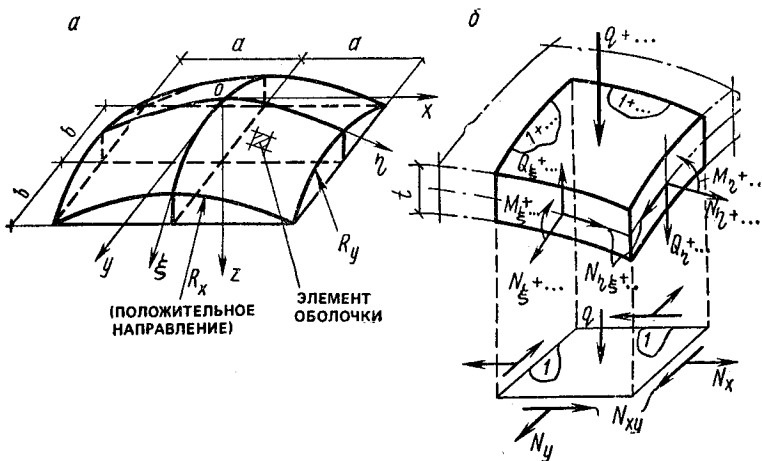


Рис. 14.2. Силы и моменты, действующие в оболочке

a — схема оболочки; *б* — элемент оболочки и его проекция единичных размеров с компонентами, определяющими напряженное состояние оболочки (показаны проекции компонент только безмоментного состояния)

для проекций сил N_x , N_y , N_{xy} , а затем вычисляют значения сил N_η , N_ξ , $N_{\eta\xi}$ в самих оболочках по формулам перехода*.

Безмоментное напряженное состояние тонкостенных пологих оболочек (см. рис. 14.2) описывается уравнением равновесия на ось oz нагрузки и внутренних сил, отнесенных к элементу единичных размеров основания оболочки:

$$k_x N_x + k_y N_y + 2k_{xy} N_{xy} = -q$$

$$\text{или } k_y \partial^2 \varphi / \partial x^2 + k_x \partial^2 \varphi / \partial y^2 - 2k_{xy} \partial^2 \varphi / \partial x \partial y = -q, \quad (14.1)$$

где q — нагрузка, непрерывно распределенная на поверхности оболочки и нормальная к ней; φ — функция напряжений.

Функция напряжений $\varphi(x, y)$ в уравнении (14.1) связана с внутренними силами оболочки, следующими зависимостями:

$$N_x = \partial^2 \varphi / \partial y^2; \quad N_y = \partial^2 \varphi / \partial x^2;$$

$$N_{xy} = -\partial^2 \varphi / \partial x \partial y. \quad (14.2)$$

Помимо того они должны удовлетворять граничным условиям задачи по силам N_x , N_y , N_{xy} . Функция φ может

* Железобетонные конструкции. Специальный курс/Под ред. В. Н. Байкова. — М.: Стройиздат, 1981,

быть выражена степенными, тригонометрическими или иными полиномами.

Кривизны поверхности k_x , k_y в направлении осей ox и oy и кривизна кручения поверхности k_{xy} определяются согласно поверхности как

$$\begin{aligned} k_x &= \partial^2 z / \partial x^2; & k_y &= \partial^2 z / \partial y^2; \\ k_{xy} &= \partial^2 z / \partial x \partial y. \end{aligned} \quad (14.3)$$

Следует различать состояние общего изгиба оболочки, развивающегося по всей ее области, и состояние местного изгиба — в ее отдельных частях. С достаточной для практики точностью общее изгибное состояние тонкостенных оболочек можно оценить, пользуясь зависимостями (вывод опущен):

$$\begin{aligned} M_x &= - (D_x / Eh) R_x \frac{d^2}{dx^2} [N_x(x, y)]; \\ M_y &= - (D_y / Eh) R_y \frac{\partial^2}{\partial y^2} [N_y(x, y)]. \end{aligned} \quad (14.4)$$

В этих формулах цилиндрическая жесткость оболочки на изгиб в направлении оси x равна: $D_x = EI_x(1 - \nu^2) \approx EI$ (поскольку для бетона при сжатии $\nu \approx 1/6$, при растяжении $\nu \approx 1/10$), а в направлении оси y равна: $D_y = EI_y(1 - \nu^2) \approx EI_y$. В этих формулах $N_x(x, y)$ и $N_y(x, y)$ — функции внутренних сил N_x и N_y , которые могут быть взяты из решения по безмоментному состоянию оболочек. Величина I — момент инерции сечения оболочки; для оболочек гладких (без ребер) $I = h^3/12$ (для прямоугольного сечения при длине его равном единице).

Местный изгиб тонкостенных оболочек наблюдается на участках примыкания оболочки к контурным конструкциям, резкого или скачкообразного изменения нагрузки, а также кривизны поверхности в зонах приложения местных нагрузок (сосредоточенных на малых площадях).

В зонах местного изгиба прогиб срединной поверхности W зависит только от одной координаты, например вдоль оси ox ; тогда полное напряженное состояние приближенно описывается уравнением *

$$-Dd^4 w/dx^4 + k_x N_x + k_y N_y + 2k_{xy} N_{xy} = -q. \quad (14.5)$$

На стадии определения конструктивного решения про-

* Железобетонные конструкции. Специальный курс/Под ред. В. Н. Байкова. — М.: Стройиздат, 1981 г.

странственного покрытия целесообразно применять приближенные способы расчета. При рабочем проектировании следует использовать более точные методы, учитывающие образование трещин в бетоне, нелинейное деформирование бетона и высокопрочной арматуры, податливость стыковых соединений элементов сборных конструкций и др., применяя например, методы конечного элемента, ориентированные на реализацию вычислений посредством ЭВМ. Впрочем, при определении внутренних сил и моментов в тонкостенных оболочках многие приближенные способы расчета дают вполне приемлемые результаты, часто с точностью выше реальных допусков, практикуемых при подборе толщины оболочки и стандартных диаметров арматуры.

14.2. Конструктивные особенности тонкостенных пространственных покрытий

Схему тонкостенного пространственного покрытия выбирают в зависимости от назначения сооружения, его архитектурной компоновки, а также от способа возведения. Конструкция сборных покрытий должна отвечать наименьшей трудоемкости при изготовлении сборных элементов, их многократной повторяемости, простоте монтажных стыков, доступности средств монтажа, использованию в процессе сборки минимального числа инвентарных поддерживающих приспособлений. В монолитных покрытиях должна быть предусмотрена возможность применения передвижной или переставной многократно используемой опалубки.

Необходимо, чтобы конструкция пространственного тонкостенного покрытия удовлетворяла в целом и в отдельных частях требованиям прочности, устойчивости, трещиностойкости, а также перемещениям под нагрузкой, установленными нормами для условий эксплуатации, изготовления, транспортирования и возведения, в частности и при укрупнительной монтажной сборке заводских элементов, при раскруживании временных опор и т. п.

Чтобы придать сборным элементам необходимую прочность и жесткость на период изготовления, перевозки и монтажа, их обычно снабжают бортовым окаймлением по контуру. В этом случае оболочка получается ребристой.

Конструкцию стыка элементов сборных оболочек выбирают в зависимости от характера и интенсивности усилий, действующих в нем. Стыки во всех случаях необходимо заполнять бетоном. Для обеспечения плотного заполнения шва ширину его следует назначать не менее 30 мм, если толщина (высота) элемента в месте стыка не превышает 100 мм, и не менее 50 мм, если толщина элемента в месте стыка более 100 мм.

Если через стык сборных элементов оболочки передаются сжимающее усилие, приложенное центрально или внецентренно (но с эксцентриситетом в пределах ядра сечения), и небольшие сдвигающие силы, то достаточно ограничиться конструктивным армированием стыка, соединением выпусков арматуры внахлестку. Растягивающие и сдвигающие силы, передаваемые через стык, могут быть восприняты арматурой, предусматриваемой в швах; выпуски арматуры сборных элементов оболочки в монтажных стыках соединяют сваркой или с помощью привариваемых к арматуре закладных деталей, которые на монтаже соединяют между собой накладками на сварке. Сечение накладок и длину сварных швов определяют расчетом.

Если через стык передаются значительные касательные силы, то очертание граней соединяемых элементов следует принимать таким, чтобы после замоноличивания в швах образовывались бетонные шпонки, препятствующие взаимному сдвигу элементов.

Предварительное напряжение контурных конструкций в пространственных покрытиях весьма целесообразно, поскольку оно не только повышает трещиностойкость растянутых областей, но в ряде случаев является простым средством объединения сборных элементов в единичную систему.

В областях двухосного сжатия оболочки необходима проверка ее устойчивости. Сборные элементы должны быть проверены на прочность от сил, возникающих в них при изготовлении и перевозке.

Подбор арматуры и конструирование тонкостенных пространственных конструкций выполняют в соответствии с нормальными и касательными силами, а также изгибающими моментами, которые в них действуют.

Максимальное значение главных сжимающих напряжений не должно превышать R_b . В зонах, где арматура по расчету не требуется, ее ставят конструктивно с ша-

гом стержней 200...250 мм, при этом площадь ее сечения должна быть не менее 0,2 % сечения бетона. При толщине плиты более 80 мм рекомендуется ставить двойные сетки.

В зонах, где главные растягивающие напряжения больше R_{bt} , внутренние силы должны полностью восприниматься арматурой, поставленной либо в виде стержней, уложенных в близком соответствии с траекториями главных растягивающих напряжений, либо в виде сеток из продольных и поперечных стержней. Если же главные растягивающие напряжения более $3R_{bt}$, то оболочку в этих местах рекомендуется сделать толще.

Сечение арматуры для восприятия изгибающих моментов в гладких оболочках определяют как в плитах. При этом арматуру устанавливают соответственно эпюре моментов в растянутой зоне с минимальным защитным слоем бетона. Примыкания монолитной цилиндрической плиты к бортовым элементам и диафрагмам следует делать плавными и армировать двойными сетками из стержней диаметром 5—8 мм с шагом не более 200 мм.

В ребристых конструкциях сечение основной арматуры ребер определяют расчетом на восприятие моментов, возникающих при изготовлении сборных элементов, а также в период эксплуатации покрытия. Ребра армируют сварными каркасами, в которых поперечные стержни диаметром 5...6 мм ставят с шагом 200...250 мм.

Контурные конструкции рассчитывают по общим правилам строительной механики на силы, передающиеся им с оболочек, и на нагрузки, действующие на них в период монтажа.

Небольшие проемы и отверстия, устраиваемые в оболочках, окаймляют бортами. Площадь сечения бортов проемов в сжатых зонах оболочек принимают равновеликой площади вырезанного сечения плиты. При наличии проемов в растянутых зонах оболочек в окаймляющих бортах укладывают арматуру в количестве, необходимом для восприятия сил и моментов, приходящихся на вырезающую часть сечения.

14.3. Покрытия с цилиндрическими оболочками и призматическими складками

14.3.1. Общие сведения

Покрытия с цилиндрическими оболочками (см. рис. 14.1, а) включают тонкие плиты, изогнутые по цилинд-

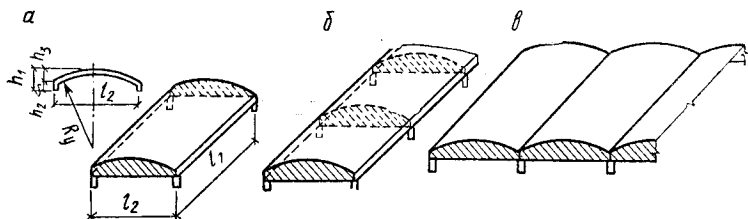


Рис. 14.3. Типы цилиндрических оболочек
a — однопролетная; *б* — многопролетная; *в* — многоволновая

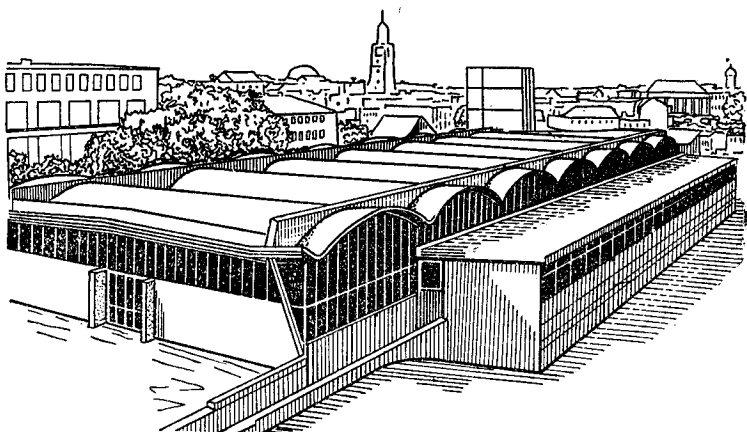


Рис. 14.4. Покрытие с многоволновыми цилиндрическими оболочками

рической поверхности, бортовые элементы и торцовые диафрагмы. Покрытие в целом поддерживается по углам колоннами.

Основные параметры оболочки (рис. 14.3): l_1 — пролет (расстояние между осями диафрагм); l_2 — длина волны (расстояние между бортовыми элементами); h_3 — стрела подъема.

Очертание плиты оболочки в поперечном сечении может быть круговым, эллиптическим, параболическим и т. п.; чаще всего применяют круговое очертание благодаря простоте изготовления.

Оболочки бывают: однопролетными, если вдоль прямой образующей оболочка опирается на две диафрагмы, и многопролетными, если она поддерживается

более чем двумя диафрагмами; одноволновыми и многоволновыми (см. рис. 14.3), состоящими из нескольких одноволновых оболочек; гладкими и усиленными ребрами.

Напряженно-деформированное состояние оболочки зависит от соотношения размеров l_1 и l_2 . При $l_1/l_2 > 1$ оболочки условно называют длинными; при $l_1/l_2 < 1$ — короткими.

Полная высота покрытия без предварительного напряжения h_1 , включающая высоту бортового элемента h_2 , составляет обычно $1/15 \dots 1/10 l_1$; в предварительно напряженных оболочках она может быть меньше. В зависимости от длины волны размер h_1 принимают не менее $1/6 l_2$. Толщину плиты монолитных оболочек t принимают $1/200 \dots 1/300 l_2$, но не менее 50 мм; толщину плиты сборных ребристых оболочек — не менее 30 мм (по условиям изготовления). Расстояние между поперечными ребрами рекомендуется принимать не более $7\sqrt{R_y t}$ (где R_y — см. на рис. 14.3, а) во избежание потери местной устойчивости.

На рис. 14.4 показано осуществленное пространственное покрытие с применением многоволновых цилиндрических оболочек.

14.3.2. Длинные оболочки

Длинная цилиндрическая оболочка под действием нагрузки от собственного веса и снега деформируется при определенных условиях подобно балке пролетом l_1 с фигурным поперечным сечением высотой h_1 , включающим бортовые элементы (см. рис. 14.3, а), шириной, равной длине волны l_2 ; в нижних частях поперечного сечения оболочки возникает растяжение, в верхней части — сжатие.

Бортовые элементы предназначены для повышения прочностных и жесткостных характеристик поперечного сечения покрытия. В них размещается основная растянутая арматура конструкции. Они также укрепляют прямолинейные края цилиндрических оболочек, что необходимо при действии местных нагрузок. Форма и размеры бортовых элементов определяются конструктивным решением покрытия и его расчетом.

Монолитные оболочки обычно делают гладкими. При наличии подвесных сосредоточенных грузов оболочку

снабжают промежуточными поперечными ребрами. Сборные оболочки, как правило, устраивают с продольными и поперечными ребрами для усиления сборных элементов на период изготовления, перевозки и монтажа.

В качестве диафрагм применяют сплошные балки, фермы, арки с затяжками (рис. 14.5). Для обеспечения естественного освещения и аэрации помещений цилиндрические оболочки могут быть шедового типа (рис. 14.6, а) или с проемами в вершине (рис. 14.6, б). Проемы окаймляют продольными ребрами; при большой длине их раскрепляют распорками.

По расчету цилиндрических оболочек имеется обширная литература, в создании которой главную роль сыграли советские ученые и прежде всего В. З. Власов, деятельность которого в этом направлении началась в 1933 г. На стадии определения конструктивного решения применяют упрощенные способы расчета. При определенных условиях (покрытие в целом оперто по углам, нагрузка — равномерно распределенная, отношение размеров в плане $l_1/l_2 > 3$, а для промежуточных волн $l_1/l_2 \geq 2$) покрытия можно приближенно рассчитывать на прочность, жесткость и трещиностойкость как балки корытообразного профиля (см. рис. 14.3). Прочность рассчитывают по стадии разрушения при расчетных нагрузках, жесткость и трещиностойкость при нормальных нагрузках. Односторонняя равномерно распределенная снеговая нагрузка, не превышающая $1/4$ полной симметричной нагрузки, может быть заменена в расчете симметричной нагрузкой той же интенсивности. Легкую подвижную нагрузку от тельферов грузоподъемностью до 1 т, подвешенных к бортовым элементам, при расчете можно рассматривать как симметричную, приложенную одновременно к обоим бортовым элементам. В остальных случаях длинные оболочки рассчитывают как пространственно деформируемые системы.

Крайние полуволны многоволновых длинных оболочек с бортовыми элементами, не подкрепленными в пролете колоннами или стенами, приближенно можно рассчитывать в составе симметричной одноволновой оболочки, а промежуточные волны — так же, как одноволновые, но с учетом закрепления продольных краев от смещения в горизонтальном поперечном направлении (рис. 14.7).

Для многопролетной оболочки, нагруженной равномерно распределенной нагрузкой (рис. 14.8), достаточно

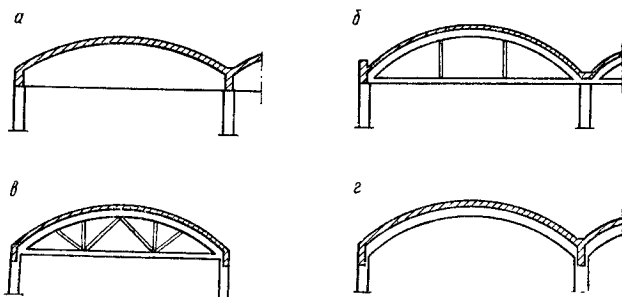


Рис. 14.5. Типы диафрагм

а — сплошная балка; б — арка с затяжкой; в — ферма; г — рама

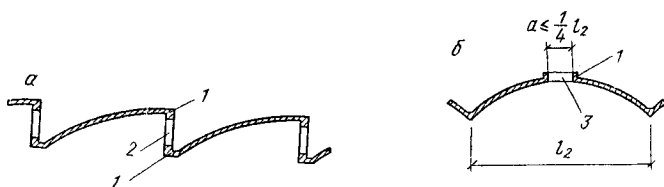


Рис. 14.6. Оболочки со световыми проемами

а — шедовая; б — цилиндрическая; 1 — продольное ребро; 2 — стойка в плоскости остекления; 3 — распорка

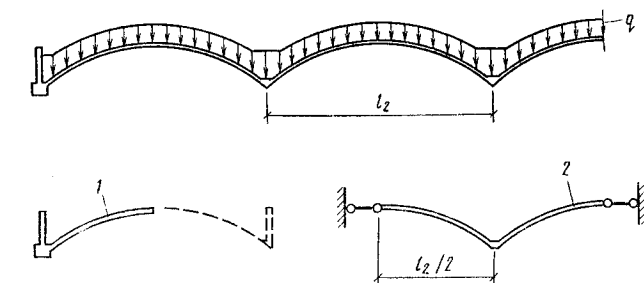
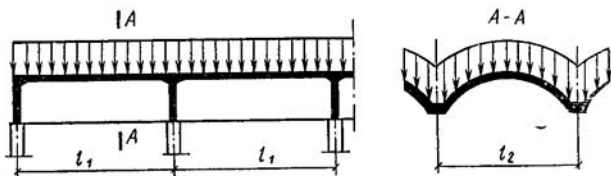


Рис. 14.7. Расчетные схемы многоволновой длинной оболочки

1 — крайняя полуволна; 2 — промежуточная волна

рассчитать однопролетную шарнирно опертую оболочку пролетом l_0 , равным расстоянию от крайней диафрагмы до нулевой точки на эпюре моментов соответствующей многопролетной балки, и затем изменение вдоль оболочки внутренних сил и моментов принять согласно изменению



ЭПЮРА МОМЕНТОВ

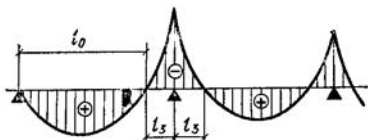


Рис. 14.8. Расчетная схема многопролетной оболочки

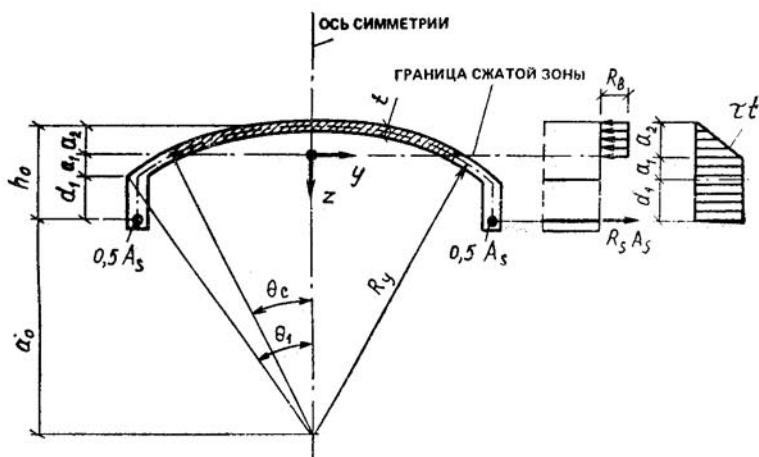


Рис. 14.9. К расчету длинной цилиндрической оболочки по предельному состоянию как железобетонной балки

ординат в эпюре моментов указанной многопролетной балки с учетом изменения знака моментов над промежуточными опорами.

Ниже рассмотрен приближенный расчет прочности длинной цилиндрической оболочки кругового симметричного профиля на действие вертикальной симметричной нагрузки на стадии предельного равновесия как железобетонной балки.

бетонной балки*. На рис. 14.9 дана схема расчетного напряженного состояния в поперечном сечении оболочки (A_s) — полная площадь сечения растянутой арматуры; θ_1 — половина центрального угла дуги оболочки; θ_c — половина центрального угла дуги сжатой зоны; a_0 — расстояние от равнодействующей сил в растянутой арматуре до центра кривизны круговой части сечения оболочки; tR_y — соответственно толщина и радиус цилиндрической части оболочки; d_1 — расстояние от равнодействующей сил в растянутой арматуре до верха бортового элемента.

Условие прочности при моментах внутренних сил, действующих в сечении оболочки относительно центра круговой части сечения

$$M \leq 0,8 (2R_b t R_y^2 \sin \theta_c - a_0 R_s A_s), \quad (14.6)$$

где M — момент внешних сил, вычисленный как в балке относительно той же точки; 0,8 — опытный коэффициент условия работы.

Положение границы сжатой зоны определяют из уравнения

$$2R_b \theta_c R_y t = R_s A_s. \quad (14.7)$$

При проверке прочности из уравнения (14.7) определяют θ_c и подставляют в уравнение (14.6). При подборе арматуры оба выражения объединяют в одно

$$\sin \theta_c - a_0 \theta_c / R_y - M / 1,6 R_b t R_y^2 = 0. \quad (14.8)$$

Его можно решить методом последовательного приближения, первоначально приняв $\sin \theta_c \approx \theta_c$, после чего из равенства (14.7) вычислить сечение арматуры A_s .

Касательные силы в оболочке достигают наибольшего значения на диафрагмах; их вычисляют (приближенно) по формуле сопротивления материалов

$$\tau t = QS / I, \quad (14.9)$$

где Q — поперечная сила в опорном сечении оболочки, вычисленная как для балки; τ — касательные напряжения в оболочке.

При детальном конструировании покрытий, определении их деформаций и перемещений, расчете на образование трещин в бетоне и их раскрытие необходимо выполнять расчет покрытий при промежуточных значениях нагрузок. Рассмотрим длинную цилиндрическую оболочку с параметрами a , b , R_y , опертую по контуру на

* Пастернак П. Л. и др. Железобетонные конструкции, Специальный курс. — М.: Госстройиздат, 1961.

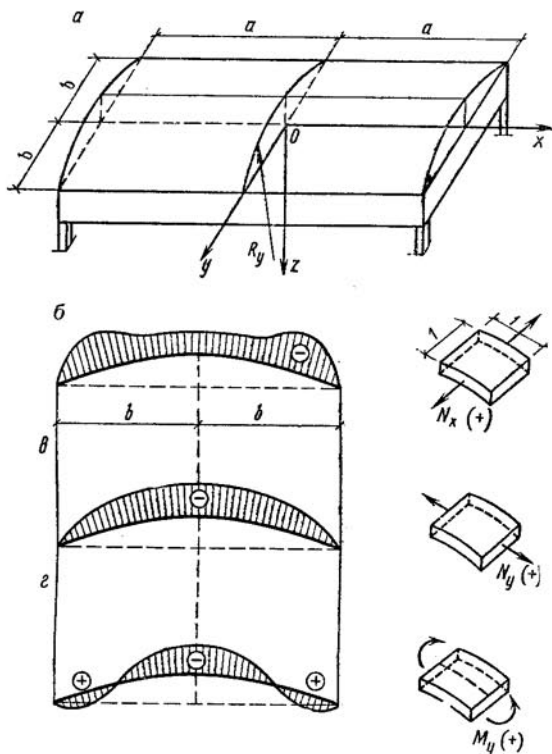


Рис. 14.10. Силы N_x и N_y и моменты M_y , действующие в длинной цилиндрической оболочке
a — геометрическая схема; *b*, *в*, *г* — эпюры N_x , N_y , M_y для сечения $x=0$

недеформируемые (в своей плоскости) контурные конструкции (рис. 14.10). Выше отмечалось, что внутренние силы в тонкостенных оболочках можно определять (с достаточной для практики точностью) по безмоментному состоянию конструкции. Для пологой цилиндрической оболочки в ее безмоментном состоянии нужно принять $k_x=0$, $k_y=1/R_y$, $k_{xy}=0$, $D=0$. В этом случае уравнение (14.1) существенно упрощается:

$$\partial^2 \varphi / \partial x^2 = -qR_y. \quad (14.10)$$

Функция напряжений может быть взята в виде (подбор опущен)

$$\varphi(x, y) = a_1(x^4 - 6x^2 a^2 + 5a^4)(y^4 - 6y^2 b^2 + 5b^4) + a_2(x^6 - 2,5x^4 a^2 + 1,5a^6)(y^6 - 2,5y^4 b^2 + 1,5b^6). \quad (14.11)$$

Эта функция отвечает граничным условиям задачи: при $x = \pm a$ сила $N_x = 0$, при $y = \pm b$ сила $N_y = 0$.

Решение уравнения (14.10) методом коллокации при точках $(0; 0)$ и $(0,5a; 0,5b)$ приводит к значениям постоянных параметров

$$a_1 = qR_y/60a^2 b^4; \quad a_2 = qR_y/16,45a^4 b^6.$$

Силы в оболочке выражаются зависимостями:

$$\left. \begin{aligned} N_x &= \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} = a_1(x^4 - 6x^2 a^2 + 5a^4)(y^2 - b^2) + \\ &\quad + a_2 30(x^6 - 2,5x^4 a^2 + 1,5a^6)(y^4 - y^2 b^2); \\ N_y &= \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} = a_1 12(x^2 - a^2)(y^4 - 6y^2 b^2 + 5b^4) + \\ &\quad + a_2 30(x^4 - x^2 a^2)(y^6 - 2,5y^4 b^2 + 1,5b^6); \\ N_{xy} &= -\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x \partial y} = -a_1(4x^3 - 12xa^2)(4y^3 - 12yb^2) - \\ &\quad - a_2(6x^5 - 10x^3 a^2)(6y^5 - 10y^3 b^2). \end{aligned} \right\} \quad (14.12)$$

Изгибающие моменты вдоль волны оболочки согласно формуле (14.4)

$$M_y = -D_y(R_y/Eh)[a_1 12(x^2 - a^2) 12(y^2 - b^2) + a_2 30(x^4 - a^2 x^2) 30(y^4 - a^2 b^2)]. \quad (14.13)$$

Двойным дифференцированием функции момента M_y по формуле (14.13) можно получить функцию прогибов оболочки.

Если задана цилиндрическая оболочка с недеформируемыми торцевыми диафрагмами и деформируемыми, свободно висящими в пролете бортовыми элементами, при равномерно распределенной по поверхности нагрузке q (рис. 14.11), то эту задачу можно решить в несколько этапов. На первом этапе полагают бортовые элементы недеформируемыми пролета; при этом предположении можно использовать формулы (14.11) и (14.12).

Эпюра N_x^1 для сечения $x=0$ показана на рис. 14.11, а. Значения ординат сил N_x^1 и N_{xy}^1 в отдельных точках составляют:

$$\left. \begin{aligned} N_{x,1}^1 &= -qR_y(a/b)^2; & N_{x,4}^1 &= (4/3)qR_y(a^2/bh_2); \\ N_{xy}^1(x=a; y=b) &= S_{q_5}^1 = -(16/15)qR_y(a/b). \end{aligned} \right\} \quad (14.14)$$

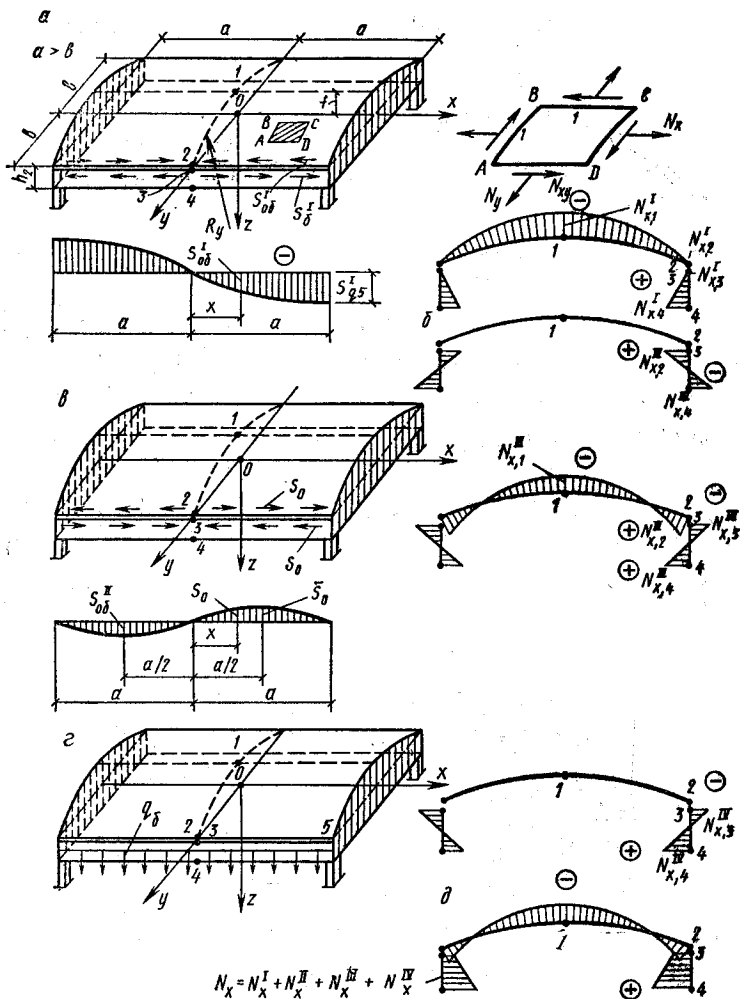


Рис. 14.11. К расчету длинной цилиндрической оболочки как пространственной системы

a — оболочка на деформируемом контуре под действием нагрузки q ; *б* — силы N_x при отделении бортовых элементов от оболочки; *в* — силы N_x под действием касательных сил по контакту оболочки с бортовыми элементами; *г* — силы N_x под действием нагрузки, приложенной к бортовым элементам; *д* — суммарная эпюра сил N_x

На втором этапе отделяют оболочку от бортовых элементов (состояние II). При этом напряженное состояние в оболочке не изменится. В бортовых элементах под действием касательных усилий $S_6^I = S_{об}^I$, развивающихся по линиям контакта с оболочкой, возникнут новые продольные силы. Они на уровне верха и низа бортовых элементов составляют (рис. 14.11, б):

$$N_{x,3}^{II} = (8/3) qR_y (a^2/bh^2);$$

$$N_{x,4}^{II} = - (1/2) N_{x,3}^{II} = - (4/3) qR_y (a^2/bh^2). \quad (14.15)$$

Действительный уровень нулевых значений N_x не совпадает с верхней гранью бортовых элементов; вследствие этого образуются дополнительные касательные силы S_0 между оболочкой и бортовыми элементами. Рассматривая их как загрузку (состояние III), принимают функцию напряжений в виде

$$\varphi^{III} = - (\bar{S}_0/3, 372a^5 b^3) (x^6 - 3x^4 a^2 + 3x^2 a^4 - a^6) (y^4 - y^2 b^2), \quad (14.16)$$

где \bar{S}_0 — фиксированное значение при $x=0,5$ ат (рис. 14.11, в).

Выражения для определения внутренних сил:

$$N_x^{III} = \partial^2 \varphi / \partial y^2 = - (\bar{S}_0 2/3, 372a^5 b^3) (x^6 - 3x^4 a^2 + 3x^2 a^4 - a^6) (6y^2 - b^2); \quad (14.17)$$

$$N_{xy}^{III} = - \partial^2 \varphi / \partial x \partial y = + (\bar{S}_0 12/3, 372a^5 b^3) (x^5 - 2x^3 a^2 + x a^4) \times (2y^3 - yb^2). \quad (14.18)$$

Эпюры N_x^{III} для сечения $x=0$ приведены на рис. 14.11, в; значения ординат в отдельных точках:

$$\left. \begin{aligned} N_{x,1}^{III} &= - 0,593 \bar{S}_0 (a/b); & N_{x,2}^{III} &= 2,97 \bar{S}_0 (a/b); \\ N_{x,3}^{III} &= - 2,37 \bar{S}_0 (ah_2); & N_{x,4}^{III} &= (1,185/1,685) \bar{S}_0 (a/h_2). \end{aligned} \right\} \quad (14.19)$$

Кроме того, необходимо учесть нагрузку, примененную непосредственно к бортовым элементам, в частности их собственный вес q_6 (состояние IV, рис. 14.11, г). Значение усилий по граням бортового элемента

$$N_{x,4}^{IV} = - N_{x,3}^{IV} = 3q_6 (a/h_2)^2. \quad (14.20)$$

На линиях контакта оболочки с бортовыми элементами суммарные продольные деформации (а при одинаковых модулях упругости и суммарные продольные напряжения) должны быть одинаковыми:

$$\Sigma \sigma_x^{06} = \Sigma \sigma_x^6; \quad \Sigma (N_x^{06}/tE) = \Sigma (N_x^6/dE), \quad (14.21)$$

где t — толщина оболочки; d — толщина бортового элемента.

Учитывая приведенные выше выражения, уравнение (14.4) преобразуется следующим образом:

$$2,97 (\bar{S}_0/t) a/b = (8/3) qR_y a^2/bd h_2 - 2,37 \bar{S}_0 a/d h_2 - 3q_6 a^2/d h_2^3. \quad (14.22)$$

Из этого уравнения находят значение \bar{S}_0 , после чего суммируют решения по всем четырем состояниям (рис. 14.11, д). Данное решение позволяет вычислить также силы N_{xy} в любом месте покрытия.

Более точные решения можно получить, если функцию напряжения φ в формулах (14.11), (14.16) взять с уточняющими членами, а также учесть образование трещин в бетоне бортовых элементов и в связи с этим изменить в расчетных формулах жесткостную характеристику бортовых элементов.

Моменты вдоль волны M_y вычисляют способом, изложенным выше (см. рис. 14.10).

Около диафрагм возникают местные моменты M_x .

Если принять во внимание, что

$$k_x = 0; \quad k_{xy} = 0; \quad k_y = 1/R_y$$

$$\text{и } N_y = E F e_y = E (1t) (\partial v / \partial y - w / R_y) \approx -E t w / R_y,$$

уравнение (14.4) преобразуется следующим образом:

$$(S^4/4) \partial^4 w / \partial x^4 + w = (R_y^2/Eh) q. \quad (14.23)$$

Его решение (при начале координат на диафрагме), учитывая что

$$-D d^2 w / dx^2 = M_x,$$

имеет вид

$$M_x = C_1 e^{-\varphi} \cos \varphi + C_2 e^{-\varphi} \sin \varphi, \quad (14.24)$$

где C_1, C_2 — постоянные интегрирования; $\varphi = x/s$; $s = 0,76 \sqrt{R_y t}$.

При шарнирном соединении оболочки с диафрагмой (в сборных конструкциях)

$$M_x = 0,5 s^2 q e^{-\varphi} \sin \varphi = 0,289 q R_y t e^{-\varphi} \sin \varphi. \quad (14.25)$$

Наибольший изгибающий момент (рис. 14.12, а)

$$M_{x, \max} = q s^2 / 6 = 0,0937 q R_y t. \quad (14.26)$$

Он действует на расстоянии от диафрагмы

$$x_1 = \pi s / 4 = 0,597 \sqrt{R_y t}. \quad (14.27)$$

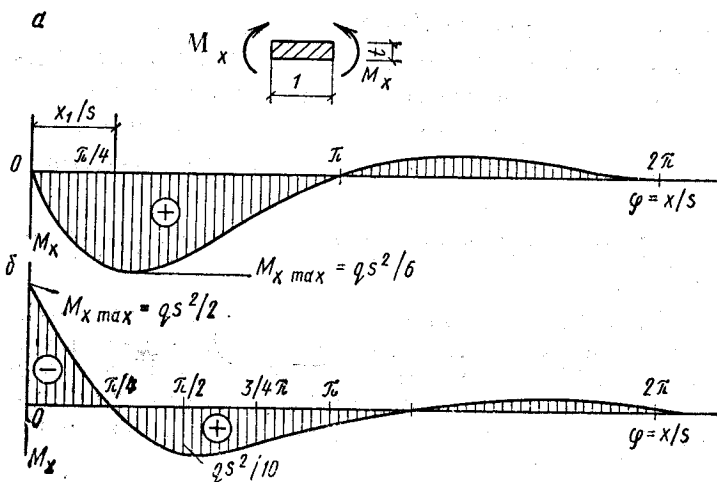


Рис. 14.12. Эпюры изгибающих моментов

а — при шарнирном (относительно моментов) опирании оболочки на диафрагму; б — при заделке

При жестком соединении многопролетных цилиндрических оболочек между собой и с промежуточной диафрагмой

$$M_x = 0,5qs^2 e^{-\varphi} (-\cos \varphi + \sin \varphi). \quad (14.28)$$

Наибольший изгибающий момент находится в этом случае над промежуточной диафрагмой:

$$M_{x,\max} = -0,5qs^2 = -0,289qR_y t. \quad (14.29)$$

На рис. 14.12 показаны эпюры этих моментов.

Пример 14.1. Определить (в первом приближении) продольные напряжения σ_x в покрытии с длинной цилиндрической оболочкой при следующих данных: $l_1 = 2a = 30$ м; $l_2 = 2b = 18$ м; $R_y = 17,45$ м; $f = 2,5$ м; $t = 8$ см; размеры бортового элемента $h_2 = 1,5$ м; $d = 15$ см; нагрузка на цилиндрической части покрытия $q = 2670$ Н/м², а от собственного веса бортового элемента $q_0 = 5400$ Н/м.

Решение. Подставляют данные в уравнение (14.22):

$$2,97 (\bar{S}_0/8) 1500/900 = (8/3) 0,367 \cdot 1745 \cdot 1500^2/900 \cdot 15 \cdot 150 - \\ - 2,37 \bar{S}_0 1500/15 \cdot 150 - 3 \cdot 54 \cdot 1500^2/15 \cdot 150^2,$$

находим, что $\bar{S}_0 = 373$ Н/см.

Вычисляют напряжения, учитывая толщину конструкции; в точке 1 — по формулам (14.14) и (14.19):

$$\sigma_{x1} = -qR_y (a/b)^2 (1/t) - 0,593S_0 (a/b) (1/t) = \\ = -0,367 \cdot 1745 (1500/900)^2 (1/8) - 0,593 \cdot 373 (1500/900) (1/8) = \\ = -222 - 45 = 267 \text{ Н/см}^2;$$

в точке 2 — по формулам (14.19):

$$\sigma_{x_2} = 2,97 \bar{S}_0 (a/b) (1/t) = 2,97 \cdot 373 (1500/900) (1/8) = 231 \text{ Н/см}^2;$$

в точке 4 — по формулам (14.14), (14.15), (14.19) и (14.20):

$$\begin{aligned} \sigma_{x_4} &= (1,185/1,685) \bar{S}_0 (a/h_2 d) + 3q_6 (a/h_2)^2 (1/d) = \\ &= (1,185/1,685) 373 (1500/150 \cdot 15) + 3 \cdot 54 (1500/150)^2 (1/15) = \\ &= 175 + 1080 = 1255 \text{ Н/см}^2. \end{aligned}$$

Результаты близки к полученным из расчета покрытия как вписанной складчатой системы с учетом моментов вдоль волны (методом В. З. Власова)*.

Устойчивость длинных цилиндрических оболочек в деформированном под нагрузкой состоянии считается обеспеченной**, если нормальные напряжения $\sigma_x = N_x/t$ и касательные напряжения $\tau = N_{xy}/t$, определенные по упругому состоянию конструкции, не превосходят значений соответственно

$$\sigma_0 = 0,25 E_{b,\text{def}} t R_y; \quad \tau_0 = 0,3 E_{b,\text{def}} (t/R_y)^{3/2}, \quad (14.30)$$

а при сочетаниях σ и τ отвечают условию

$$\sigma/\sigma_0 + (\tau/\tau_0)^3 \leq 1. \quad (14.30a)$$

Значение модуля деформаций бетона $E_{b,\text{def}}$ устанавливается для разных видов бетона с учетом его ползучести, относительной влажности окружающего воздуха, несовершенств изготовления конструкции. Так, для тяжелого бетона с относительной влажностью бетона выше или ниже 40 % принимают соответственно

$$E_{b,\text{def}} = 0,319 E_b \text{ и } E_{b,\text{def}} = 0,212 E_b. \quad (14.30б)$$

Для ребристых оболочек в формулах (14.30) используют условные («фиктивные») величины

$$t_{\text{fic}} = \sqrt{12I/A}; \quad E_{b,\text{fic}} = E_b A/at_{\text{fic}}, \quad (14.31)$$

где a — расстояние между ребрами; A, I — площадь и момент инерции таврового сечения, состоящего из ребра и полки шириной a .

По результатам статического расчета подбирают сечение арматуры оболочки (рис. 14.13). Площадь сечения продольной растянутой арматуры типа I определяют (при расчете как пространственной системы) по фор-

* Пастернак П. Л. и др. Железобетонные конструкции. Специальный курс. — М.: Стройиздат, 1961, с. 220.

** НИИЖБ. Руководство по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий. — М.: Стройиздат, 1979.

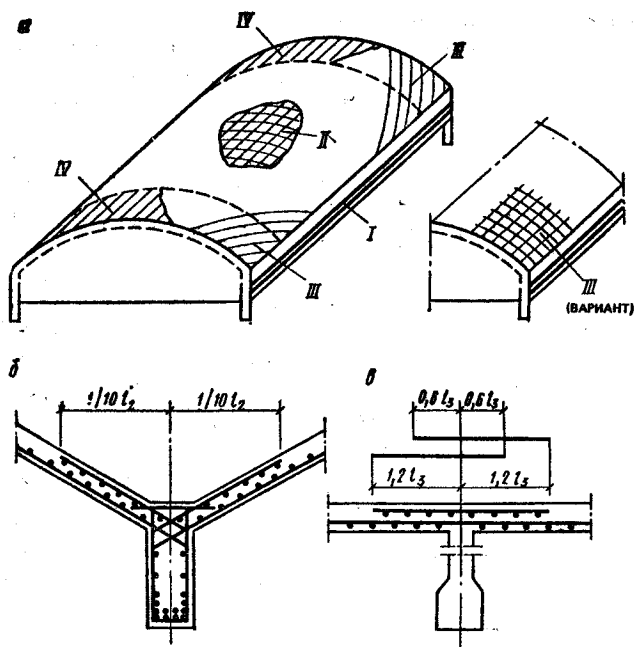


Рис. 14.13. Схемы армирования длинной оболочки

а — оболочка; б — армирование оболочки вблизи промежуточного элемента; в — то же над промежуточной диафрагмой

муле

$$A_s = Z_{\max} / R_s, \quad (14.32)$$

где Z_{\max} — равнодействующая растягивающих сил согласно эпюре N_x .

В покрытиях с вертикальными бортовыми элементами, расположенными ниже оболочки, примерно 80 % арматуры размещают в пределах бортового элемента, из них 60 % концентрируют внизу*.

В растянутой зоне оболочки, там, где растягивающие напряжения меньше R_{bt} , содержание продольной арматуры должно быть не менее 0,2 % площади сечения бетона.

Вдоль оболочки площадь сечения продольной арма-

* НИИЖБ. Руководство по проектированию железобетонных пространственных конструкций покрытий и перекрытий, М.: Стройиздат, 1979,

туры типа I можно уменьшить в соответствии с изменением сил N_x , однако до опоры доводится не менее 30 %. Сокращение площади продольной арматуры достигается не обрывом стержней, а уменьшением их диаметра и сваркой продольных стержней в стыках.

Сжатую зону оболочки в продольном направлении армируют конструктивно стержнями $d=5\text{--}6$ мм с шагом 200...250 мм, общим сечением не менее 0,2 % площади сечения бетона.

По наибольшим значениям ординат эпюры M_y (см. рис. 14.10, в) определяют сечения арматуры как для плиты и укладывают ее стержни в направлении волны в соответствии со знаком эпюры.

В монолитных оболочках стержни обоих видов объединяют в сетку типа II, которую размещают по всей оболочке (см. рис. 14.13, а).

Вблизи диафрагм касательные силы N_{xy} имеют максимальное значение. Они вызывают главные растягивающие силы, направленные под углом 45° к прямолинейной образующей. Там, где главные растягивающие напряжения больше R_{bt} , они передаются на одну арматуру, причем, если недостаточно сетки типа II, ставят дополнительную арматуру типа III (наклонные стержни или ортогональные сетки), анкеруемую в бортовых элементах и диафрагмах.

В местах примыкания оболочки к диафрагмам предусматривают арматуру типа IV, рассчитываемую согласно эпюре M_x (см. рис. 14.12). В многоволновых оболочках около промежуточных бортовых элементов ставят дополнительные поперечные стержни $d=6\text{--}10$ мм с шагом 1000...200 мм (см. рис. 14.13, б), воспринимающие опорные моменты M_y .

В многопролетных оболочках в пределах приопорных участков длиной l_3 (см. рис. 14.8) изменение сил N_x в продольном направлении принимается пропорционально изгибающим моментам, а изменение сил N_{xy} — пропорционально поперечным силам аналогичной неразрезной балки. Сечение арматуры, рассчитанное согласно эпюре изгибающих моментов M_y , на длине участков l_3 принимают постоянным.

Сечение продольной растянутой арматуры над промежуточными диафрагмами также определяют по формуле (14.32). По поперечному сечению оболочки в средней половине ее растянутой части эту арматуру рас-

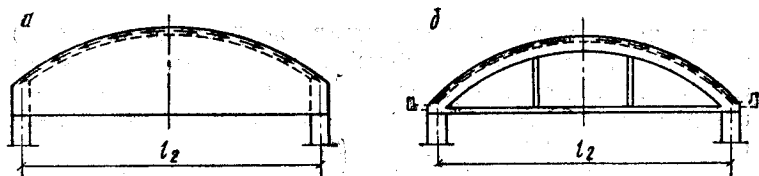


Рис. 14.14. Схемы передачи сил с оболочки на диафрагму
 а — балочную; б — арочную; 1 — касательные силы

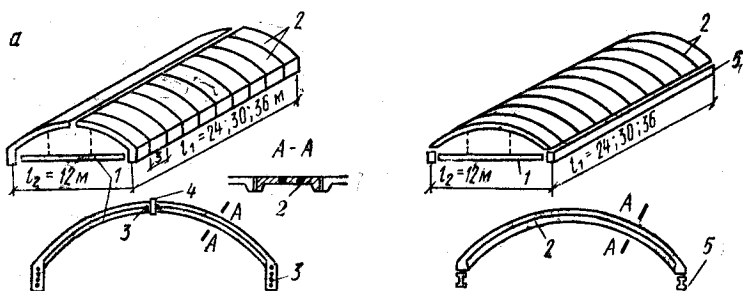


Рис. 14.15. Конструктивные схемы сборных покрытий с длинными цилиндрическими оболочками

а — оболочка монолитно соединена с бортовыми элементами; б — оболочка отделена от бортовых элементов; 1 — затяжка диафрагмы; 2 — сборная панель; 3 — арматура (предварительно напрягаемая); 4 — стыковая накладка; 5 — бортовой элемент

полагают равномерно, в боковых четвертях — в соответствии с треугольной эпюрой. Вдоль оболочки в каждую сторону от промежуточной диафрагмы арматуру доводят полностью на длину не менее $0,6l_3$ (см. рис. 14.13, в), а половину ее продолжают до расстояния $1,2l_3$ от промежуточной диафрагмы (l_3 — см. рис. 14.8).

На диафрагмы с оболочки передаются касательные силы, действующие в ее срединной поверхности (рис. 14.14). Статический расчет диафрагм состоит в определении внутренних моментов M и сил N и Q от действия нагрузки N_{xy} с учетом конструктивных особенностей диафрагмы и ее собственного веса.

В диафрагмах-фермах касательные силы N_{xy} со срединной поверхности оболочки переносят на ось верхнего пояса с моментом и приводят к узловым нагрузкам. Определение продольных сил в элементах ферм и конструирование их выполняют по обычным правилам.

Арочные диафрагмы с затяжками (см. рис. 14.14, б) по конструкции подобны обычным аркам. Под действием касательных сил N_{xy} средняя часть арки испытывает внецентренное растяжение; приопорные части — внецентренное сжатие; затяжки — растяжение.

В строительстве сборные покрытия с длинными цилиндрическими оболочками применяют в двух вариантах разрезки на сборные элементы: в одном оболочки от бортовых элементов не отделяли, в другом — отделяли.

В первом варианте (рис. 14.15, а) все сборные элементы объединяют в единую систему с помощью предварительно напрягаемой арматуры, пропускаемой в продольных каналах. Однако в этом варианте сборные элементы имеют сложную форму, к тому же необходима высокая точность при устройстве каналов для арматуры. Монтаж покрытия дорог, поскольку покрытия собирают на лесах.

Во втором варианте (рис. 14.15, б) форма сборных элементов проще, монтаж ведут без лесов (панели оболочки укладывают на бортовые элементы, подкрепленные на период монтажа стойками). Однако швы между панелями и бортовыми элементами сложны (должны быть шпоночной формы для надежной передачи касательных сил); качественное их заполнение бетоном и контроль затруднительны.

В строительстве применяют и другие способы разрезки цилиндрических оболочек на сборные элементы; так, удачные решения получены для покрытий с небольшим подъемом оболочек вдоль продольной оси. В зарубежной практике широко применяют покрытия с длинными цилиндрическими оболочками. Их выполняют в монолитном железобетоне, что в условиях индивидуального строительства, отсутствия производственной базы сборного железобетона себя оправдывает.

14.3.3. Короткие оболочки

Цилиндрические оболочки называют короткими, если отношение их размеров в плане $l_1/l_2 < 1$ (рис. 14.16).

Опытом установлены практические рекомендации по конструированию монолитных коротких оболочек при $l_2 = 12...30$ м, $l_1 = 6...12$ м и $f \geq (1/7) l_2$. Толщину плиты t принимают по производственным условиям, без расчета, равной 50...60 мм при $l_1 = 6$ м и 70...80 мм при $l_1 = 9...12$ м

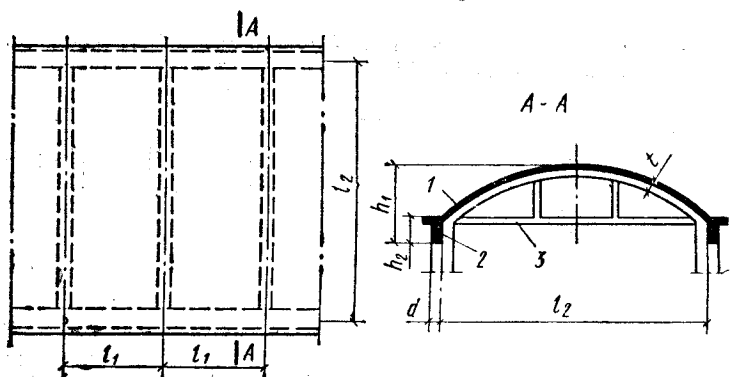


Рис. 14.16. Конструктивная схема монолитной короткой цилиндрической оболочки

1 — цилиндрическая плита; 2 — бортовой элемент; 3 — диафрагма

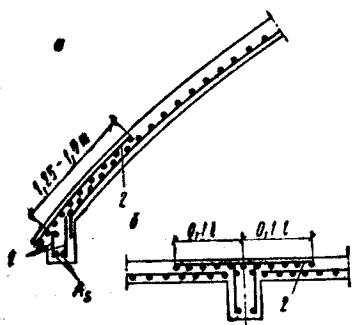


Рис. 14.17. Детали армирования монолитных коротких оболочек

a — у бортовых элементов; *b* — над промежуточными диафрагмами; 1 — сварные каркасы; 2 — дополнительные сварные сетки

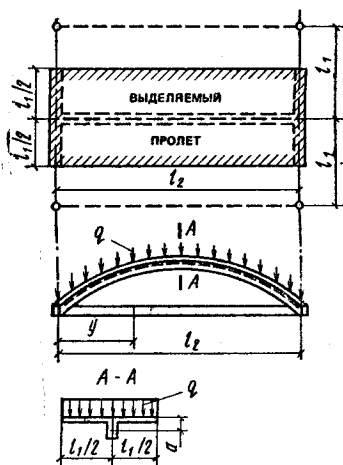


Рис. 14.18. Расчетная схема диафрагмы короткой оболочки

(классы бетона В20...В30). Бортовой элемент назначают высотой $h_2 = 1/10 \dots 1/15 l_1$ и шириной $d = 0,2 \dots 0,4 h_2$. Плиту армируют конструктивно сеткой из стержней $d = 5 \dots 6$ мм с шагом $100 \dots 200$ мм.

Рассчитывают такие оболочки упрощенным способом. В направлении l_1 оболочку рассчитывают как балку.

В однопролетной одноволновой оболочке в середине пролета изгибающий момент

$$M = 0,125 (ql_2) l_1^2. \quad (14.33)$$

Необходимое сечение продольной растянутой арматуры

$$A_s = M/R_s z = (ql_2) l_1^2 / 4,5R_s (f + h_2), \quad (14.34)$$

где z — плечо внутренней пары сил; как следует из вычислений и испытаний $z = 0,55(f + h_2)$.

Эту арматуру укладывают в бортовые элементы. Если однопролетная оболочка — многоволновая, то в промежуточных бортовых элементах сечение арматуры равно A_s , в крайних должно быть $A_s/2$. В средних пролетах многопролетных оболочек площадь сечения арматуры принимают вдвое меньшей.

Продольные стержни арматуры бортовых элементов объединяют в сварные каркасы, причем поперечную арматуру в них ставят конструктивно. Вблизи бортовых элементов оболочку армируют дополнительными сетками (рис. 14.17, а). Над диафрагмами также ставят дополнительную арматуру, которую заводят на длину $0,1 l_1$, в каждую сторону от диафрагмы (рис. 14.17, б). Дополнительную арматуру в обоих случаях принимают такой же, как и основную сетку.

В направлении l_2 диафрагму рассчитывают во взаимодействии с плитой оболочки (рис. 14.18).

Испытания и расчеты показали, что в статически определимой конструкции диафрагмы (криволинейный брус с разрезной затяжкой) под действием нагрузки плита оболочки сжата и наибольшее сжатие — в вершине оболочки $N_{y\max} = -qR_y l_1$ (где R_y — радиус кривизны плиты). Вдоль волны эта сжимающая сила изменяется по закону квадратной параболы

$$N_y = -4qR_y l_1 y (l_2 - y) / l_2^2. \quad (14.35)$$

Из условия равновесия можно заключить, что в диафрагме действует сила того же значения, но обратного направления. В арочных диафрагмах внутренние моменты и силы определяют по формулам:

$$\left. \begin{aligned} M_y &= M_y^0 - N_y a; & Q &= Q_y^0 \\ N_y &= N_y^0 + N_y, \end{aligned} \right\} \quad (14.36)$$

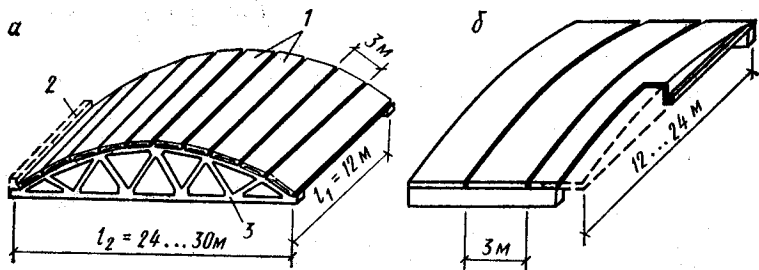


Рис. 14.19. Конструктивные схемы сборных покрытий с короткими цилиндрическими оболочками

a — из ферм и кровельных плит; *б* — настил из пространственных блоков КЖС; 1 — сборная плита; 2 — бортовой элемент; 3 — диафрагма-ферма

где M_y^0 , Q_y^0 и N_y^0 — момент и силы, вычисленные при полной вертикальной нагрузке, относительно оси верхнего пояса диафрагмы как в статически определимой конструкции; a — расстояние от оси верхнего пояса диафрагмы до срединной поверхности оболочки (см. рис. 14.18, сечение А—А).

Сборное покрытие с применением коротких цилиндрических оболочек образуется из диафрагм, кровельных ребристых плит П-образного поперечного сечения и бортовых элементов (рис. 14.19, а). Швы между сборными плитами должны быть заполнены бетоном и перекрыты анкерными связями. Швы между плитами и диафрагмами конструируют шпоночной формы.

К достоинствам сборной конструкции относится простота изготовления элементов и монтажа покрытия, а также высокая общая жесткость системы. Однако узел сопряжения кровельных плит с фермами сложен.

Другое конструктивное решение с использованием коротких цилиндрических оболочек реализуется в покрытии из пространственных блоков типа КЖС шириной 3 м, перекрывающих пролеты 12—24 м (рис. 14.19, б). Блоки КЖС представляют весьма пологую тонкостенную цилиндрическую оболочку с кривизной в продольном направлении, подкрепленную двумя продольными ребрами (диафрагмами переменного сечения) и усиленную вблизи поперечных сторон контура. Основную предварительно напрягаемую рабочую арматуру размещают в ребрах. Блоки КЖС нашли широкое применение в строительстве. Пространственные блоки типа КЖС применяют в виде сплошных сборных настилов, укладываемых на продоль-

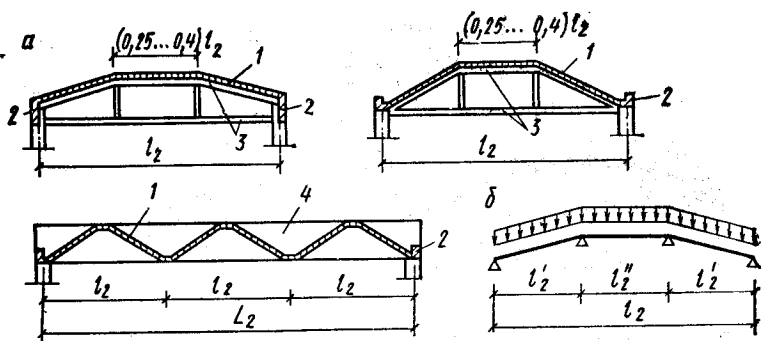


Рис. 14.20. Покрытия с призматическими складками

а — типы поперечных сечений длинных складок и диафрагм; *б* — расчетная схема складки в направлении волны; 1 — складка; 2 — бортовой элемент; 3 — диафрагма в виде фермы; 4 — балочная диафрагма

ные сплошные прогоны или фермы шпренгельного типа и с треугольной решеткой.

Имеются конструктивные решения сборных покрытий с применением пространственных блоков с весьма короткими складками, которые подобны блокам КЖС и имеют те же габариты в плане.

14.3.4. Призматические складки

Покрытия с применением призматических складок образуются из плоских плит-граней (монократно связанных по ребрам), бортовых элементов и диафрагм (рис. 14.20, *а*).

Складки различают одно- и многопролетные, одно- и многоволновые. При расчете их в направлении l_1 используют те же предпосылки, что и при расчете длинных цилиндрических оболочек.

Складчатые покрытия в направлении волны l_2 испытывают изгиб подобно многопролетным балочным плитам с ломаной осью (ребра считаются опорами, рис. 14.20, *б*). Ширину граней делают до 3...3,5 м. В трехгранных складках длина волны $l_2 = 9...12$ м. Пролет складки l_1 обычно берут больше l_2 , высоту складки принимают $1/7...1/10 l_1$.

Грани складки армируют вдоль волны в соответствии с эпюрами изгибающих моментов подобно многопролетным плитам. Продольную сжатую арматуру граней

(вдоль l_1) ставят конструктивно из стержней $d=5...8$ мм с шагом 200...250 мм. Количество растянутой продольной арматуры складки определяют расчетом в направлении пролета l_1 ; ее располагают в бортовых элементах.

В остальном покрытия с призматическими складками конструируют по указаниям для покрытий с длинными цилиндрическими оболочками.

Сборные конструкции длинных складок сложны и поэтому применяются редко.

14.4. Покрытия с оболочками положительной гауссовой кривизны, прямоугольные в плане

Железобетонные прямоугольные в плане покрытия с оболочками положительной гауссовой кривизны по расходу материалов экономичнее цилиндрических оболочек на 25...30 %. Для них допускается весьма редкое размещение опор, благодаря чему создаются исключительно благоприятные условия для эксплуатации многих помещений производственного и общественного назначения.

Конструкция покрытия состоит из тонкостенной плиты, изогнутой в двух направлениях, и плоских диафрагм, располагаемых по контуру и связанных с ней монолитно (см. рис. 14.1, д; рис. 14.21, а). Покрытие в целом может опираться по углам на колонны; возможно опирание оболочки и по всему контуру.

Из всего многообразия криволинейных поверхностей для этих оболочек применяют поверхности переноса, эллиптического параболоида, шара, вращения (как с вертикальной, так и горизонтальной осью вращения).

Оболочки двойкой кривизны для покрытий — преимущественно пологие, т. е. с отношением высоты подъема к любому размеру плана не более чем 1 : 5. В пологих оболочках указанные поверхности при одном и том же основании и одинаковом подъеме близки по очертанию; поэтому в практике проектирования и строительства, когда это целесообразно, их можно взаимно заменять.

Тонкостенные оболочки покрытий, как отмечалось выше, вследствие малой жесткости на изгиб при определении усилий, по крайней мере в процессе поиска конструктивного решения, можно рассчитывать как безмоментные, т. е. с учетом лишь сил N_x , N_y , N_{xy} (рис. 14.21, б). Изгибающие моменты имеют расчетное значение только

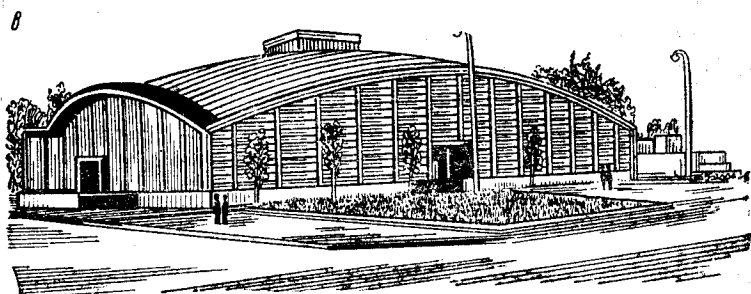
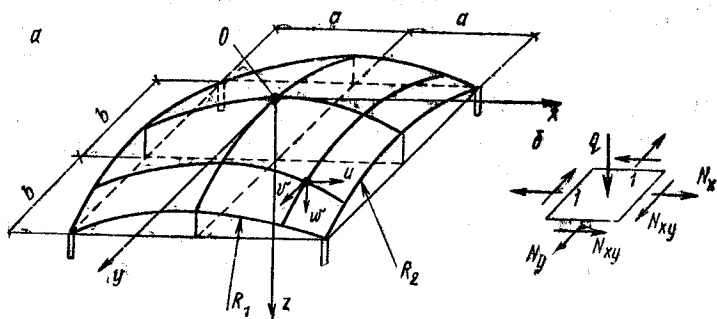


Рис. 14.21. Покрывтия с применением оболочек положительной гауссовой кривизны, прямоугольные в плане

a — расчетная схема; *б* — элемент единичных размеров, выделенный из горизонтальной проекции оболочки; *в* — покрытие крытого рынка в Москве (сборные конструкции)

в зонах местного изгиба. В этих зонах они могут быть выявлены отдельно с учетом значений сил N_x , N_y , определенных по безмоментному состоянию оболочки.

Поддерживающие одиночную оболочку плоские диафрагмы считаются свободно деформируемыми из своей плоскости; в своей плоскости вдоль контура и в вертикальном направлении во многих случаях (сплошные железобетонные балки, фермы с треугольной решеткой) их можно принимать недеформируемыми. Этим определяются условия на контуре оболочки: при $x = \pm a$, так же как и при $y = \pm b$ должно быть $N_x = N_y = 0$.

В оболочке переноса (см. рис. 14.21, а), если оси координат совпадают с направлениями главных кривизн, кривизна кручения $K_{xy} = 0$. Функция напряжений, удов-

летворяющая граничным условиям задачи, может быть принята в следующем виде*:

$$\begin{aligned} \varphi(x, y) = & a_1(x^4 - 6x^2 a^2 + 5a^4)(y^4 - 6y^2 b^2 + 5b^4) + a_2[x^8 - \\ & - (22/9)x^6 + (13/9)x^4 a^4](y^4 - 6y^2 b^2 + 5b^4) + a_3(x^4 - 6x^2 a^2 + \\ & + 5a^4)[y^8 - (22/9)y^6 b^2 + (13/9)y^4 b^4] + a_4[x^8 - (22/9)x^6 a^2 + \\ & + (13/9)x^4 a^4][y^8 - (22/9)y^6 b^2 + (13/9)y^4 b^4], \quad (14.37) \end{aligned}$$

где a_1, a_2, a_3, a_4 — постоянные параметры.

Согласно выражениям (14.2), усилия определяются формулами:

$$\begin{aligned} N_x = \partial^2 \varphi / \partial y^2 = & 12a_1(x^4 - 6x^2 a^2 + 5a^4)(y^2 - b^2) + 12a_2[x^8 - \\ & - (22/9)x^6 a^2 + (13/9)x^4 a^4](y^2 - b^2) + 4a_3(x^4 - 6x^2 a^2 + \\ & + 5a^4)[14y^6 - 55/3 y^4 b^2 + (13/3)y^2 b^4] + 4a_4[x^8 - (22/9)x^6 a^2 + \\ & + (13/9)x^4 a^4][14y^6 - (55/3)y^4 b^2 + (13/3)y^2 b^4]; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} N_{xy} = -\partial^2 \varphi / \partial x \partial y = & -16a_1(x^3 - 3xa^2)(y^3 - 3yb^2) - 16a_2[2x^7 - \\ & - (11/3)x^5 a^2 + (13/9)x^3 a^4](y^3 - 3yb^2) - 16a_3(x^3 - 3xa^2)[2y^7 - \\ & - (11/3)y^5 b^2 + (13/9)y^3 b^4] - 16a_4[2x^7 - (11/3)x^5 a^2 + \\ & + (13/9)x^3 a^4][2y^7 - (11/3)y^5 b^2 + (13/9)y^3 b^4]. \end{aligned}$$

Для покрытия здания, квадратного в плане (часто встречающийся в практике случай), при $a=b$, $R_x=R_y=R$ и нагрузке $q=\text{const}$ постоянные параметры**

$$\begin{aligned} a_1 = 0,00833qR/a^6; \quad a_2 = a_3 = 0,0365qR/a^{10}; \quad (14.40) \\ a_4 = 0,353qR/a^{14}. \end{aligned}$$

После определения сил N_x, N_y, N_{xy} главные силы и углы их наклона к оси x находят по формулам:

$$\left. \begin{aligned} N_{m1} \\ N_{m2} \end{aligned} \right\} = 0,5(N_x + N_y) \pm \sqrt{0,25(N_x - N_y)^2 + N_{xy}^2}; \quad (14.41)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{tg } 2\alpha \\ \text{tg } 2\alpha_2 \end{aligned} \right\} = \pm 2N_{xy}/(N_x - N_y).$$

Для оболочки с квадратным планом при $a=b$, $R_x=R_y=R$ и равномерно распределенной нагрузке $q=\text{const}$ эпюры сил $N_x, N_{xy}, N_{m1}, N_{m2}$, изображены на рис. 14.22, где для отдельных точек оболочки приведены их значения.

Эпюры показывают, что почти по всей оболочке раз-

* Железобетонные конструкции. Специальный курс. 3-е изд./Под ред. В. Н. Байкова. — М.: Стройиздат, 1981.

вивается область двухосного сжатия, и лишь в угловых частях в одном направлении возникает сжатие, а в другом растяжение (см. рис. 14.22, в). Изгибающие моменты в приопорных зонах тонкостенных оболочек хотя и невелики, но должны все же учитываться при проектировании.

Решение уравнения (14.5) при шарнирном (относительно момента) примыкании оболочки к диафрагме для зоны, например вдоль стороны контура $x = -a$, приводит к решению уравнений (14.25)... (14.27).

Диафрагмы воспринимают касательные силы N_{xy} с оболочки. На эти силы и нагрузку от собственного веса рассчитывают конструкции диафрагм.

Пример 14.2. Определить силы, действующие в полой оболочке покрытия, при $2a = 2b = 40$ м; стрела подъема $f = 6$ м; $R_x = R_y = R = 68,2$ м; толщина оболочки $t = 7$ см; равномерно распределенная нагрузка $q = 5000$ Н/м².

Решение. Все необходимые силы находим по данным рис. 14.22. Сжимающая сила в центре оболочки (числовые данные подставляют в кН, м)

$$N_{x,\max} = N_{y,\max} = -0,5qR = -0,5 \cdot 5 \cdot 68,2 = -170,5 \text{ кН/м (сжатие);}$$

наибольшая сжимающая сила не в центральной части оболочки

$$N_{x,\max} = -0,87qR = -0,87 \cdot 5 \cdot 68,2 = -297 \text{ кН/м (сжатие).}$$

Наибольшая главная сжимающая и главная растягивающая, а также сдвигающая сила в углах оболочки

$$N_{m1} = -N_{m2} = N_{xy,\max} = 1,35qR = 1,35 \cdot 5 \cdot 68,2 = 460 \text{ кН/м.}$$

Наибольший изгибающий момент по формуле (14.26) при начале координат на диафрагме

$$N_{x,\max} = 0,0937Rtq = 0,0937 \cdot 68,2 \cdot 0,07 \cdot 5 = 2,24 \text{ кН/м}$$

действует на расстоянии, согласно формуле (14.27),

$$x_1 = 0,597 \sqrt{Rt} = 0,597 \sqrt{68,2 \cdot 0,07} = 1,3 \text{ м.}$$

Армируют оболочки в соответствии с силами и моментами, возникающими в них под действием внешней нагрузки (рис. 14.23).

В углах укладывают наклонную арматуру типа I из расчета восприятия главных растягивающих сил; в приконтурных зонах ставят арматуру типа II, предназначенную для восприятия местных изгибающих моментов; по всей оболочке размещают конструктивную арматуру типа III. Арматуру I целесообразно подвергать предварительному напряжению.

По касательным силам N_{xy} рассчитывают связи оболочки с диафрагмой. Диафрагмы конструируют по типу

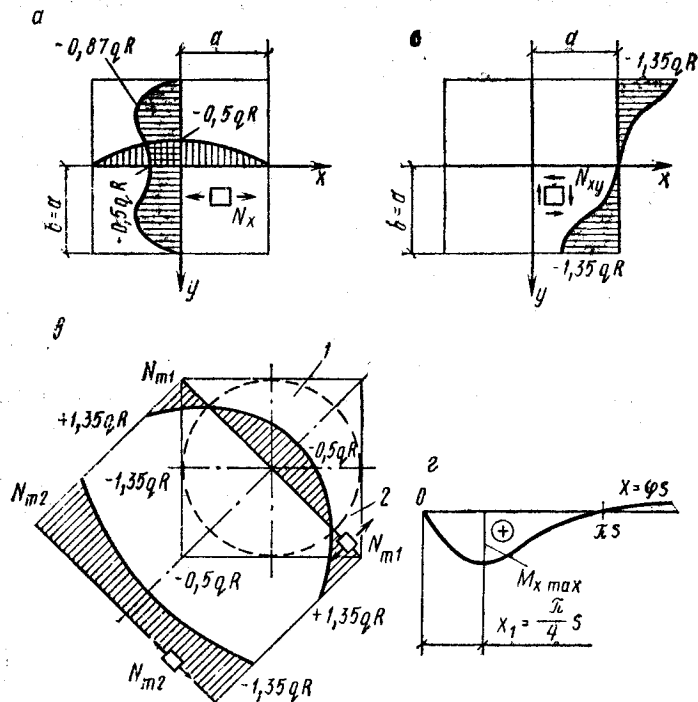


Рис. 14.22. Эпюры внутренних сил и моментов в оболочке двойной кривизны с квадратным планом

a — силы N_x для сечений $x=0$ и $y=0$;
 b — силы N_{xy} для сечения $x=a$; e — главные силы для сечения $x=y$; z — изгибающие моменты M_x в зоне местного изгиба около стороны контура $x=-a$; 1 — область двухосного сжатия; 2 — область сжатия в одном направлении, растяжения — в другом

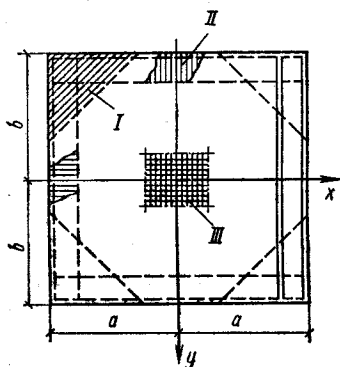


Рис. 14.23. Схема армирования пологой оболочки двойной кривизны, прямоугольной в плане I...III — типы арматуры

балок, ферм или арок с затяжками; затяжки арок и нижние пояса ферм делают предварительно напряженными.

В угловых частях оболочки действуют наибольшие сжимающие усилия в диагональном направлении. Здесь

по условию прочности толщину оболочки увеличивают, соблюдая принятые в практике условия:

$$\sigma_{m1} = N_{m1}/t \leq 0,3R_b; \quad \sigma_{m2} = N_{m2}/t \leq R_b.$$

Устойчивость гладких оболочек данного вида в центре покрытия считается обеспеченной, если ее полная расчетная равномерно распределенная нагрузка q не превышает значения

$$q = 0,2E_{b,\text{def}} t/R_2)^2 k, \quad (14.42)$$

где R_2 — больший из двух главных радиусов кривизны поверхности; $E_{b,\text{def}}$ — модуль деформации бетона, вычисляемый по формуле (14.30, б); k — коэффициент, зависящий от отношения R_2/R_1 , принимаемый по интерполяции между значениями $k=1,17$ при $R_2/R_1=1,5$ и $k=1,98$ при $R_2/R_1=2,5$.

В области двухосного сжатия в месте наибольшей сжимающей силы N_x или N_y устойчивость оболочки можно приближенно оценить по первой формуле (14.30).

При ребристых оболочках в расчете их устойчивости используются условные значения t_{flc} и $E_{b,\text{flc}}$, вычисляемые по формулам (14.31).

В отечественной практике сборные покрытия с пологими оболочками положительной гауссовой кривизны обычно выполняют по трем конструктивным схемам. В одной из них (рис. 14.24, а) оболочка переноса расчленена на панели с одинаковыми номинальными размерами в плане 3×3 м. Панели выполнены плоскими, усиленными по контуру ребрами, в средней части оболочки — квадратными, в периферийной — ромбовидными. В угловых панелях для предварительно напрягаемой угловой арматуры предусмотрены диагональные ребра с продольными каналами. В зонах действия больших касательных сил швы панелей — шпоночной формы. К недостаткам такой конструкции относятся сравнительно мелкие размеры сборных элементов, дорогой и трудоемкий монтаж на сложных кондукторах, большое число швов и сварных соединений.

В другой конструктивной схеме (рис. 14.24, б) сферическая оболочка расчленена на цилиндрические панели с номинальными размерами в поверхности оболочки 3×12 м. Здесь нет недостатков, присущих предыдущей схеме, однако длинные цилиндрические панели сложны при изготовлении и транспортировании, а наклонные плоскости контурных конструкций ограничивают возможности архитектурного решения здания.

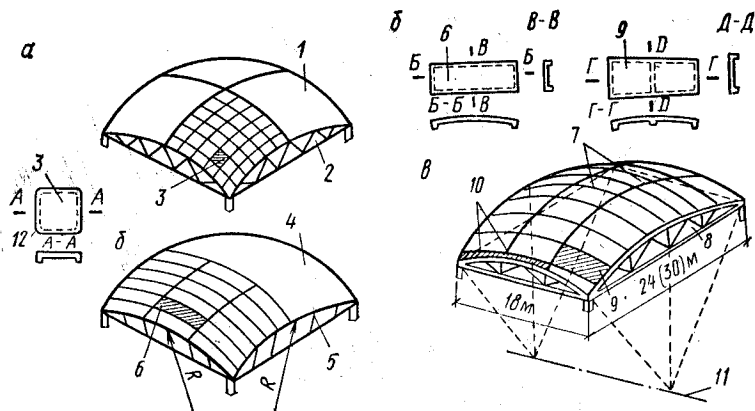


Рис. 14.24. Конструктивные схемы сборных покрытий с положительной гауссовой кривизны, образованными по поверхностям

а — переноса (из плоских элементов 3×3 м); *б* — шара (из цилиндрических элементов 3×12 м); *в* — вращения (из цилиндрических элементов); 1 — поверхность переноса; 2 — вертикальная диафрагма; 3 — схема сборного элемента оболочки; 4 — сферическая поверхность; 5 — наклонная контурная конструкция; 6 — схема сборного элемента оболочки; 7 — поверхность вращения с горизонтальной осью вращения; 8 — сегментная ферма с треугольной решеткой; 9 — схема типового сборного элемента крайнего пояса оболочки; 10 — доборные приконтурные элементы; 11 — ось вращения; 12 — выпуски арматуры (в углах оболочки)

В третьей конструктивной схеме (рис. 14.24, в) оболочка вращения (с горизонтальной осью) подразделена на три пояса: средний, состоящий из однотипных цилиндрических ребристых плит, прямоугольных в плане с номинальными размерами 3×6 м, и два крайних пояса — из однотипных цилиндрических плит трапециевидной формы. В схеме оболочки предусмотрены доборные приконтурные элементы в среднем и крайних поясах.

В качестве контурных конструкций могут быть приняты сегментные фермы: безраскосные или с треугольной решеткой. Данная схема может применяться и для покрытий многоволновых в обоих направлениях в плане.

14.5. Покрытия с оболочками отрицательной гауссовой кривизны, прямоугольные в плане

Рассмотрим покрытия прямоугольные в плане с оболочками отрицательной гауссовой кривизны, с криволинейными поверхностями второго порядка (гиперболиче-

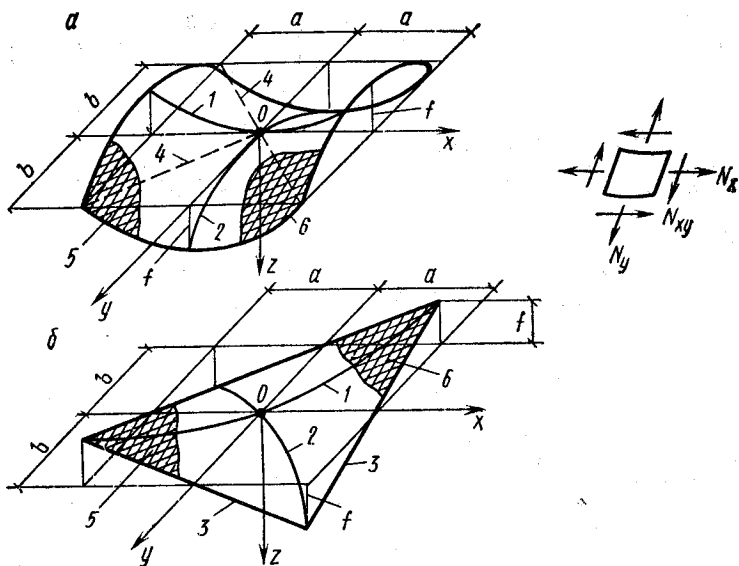


Рис. 14.25. Оболочки с поверхностью отрицательной гауссовой кривизны, прямоугольные в плане

a — линии главных кривизн параллельны сторонам основания; *b* — прямолнейные образующие параллельны сторонам основания; 1 — линия главной отрицательной кривизны; 2 — то же положительной кривизны; 3 — прямолнейные образующие; 4 — прямые линии в поверхности; 5 — вариант армирования криволинейными стержнями; 6 — то же прямолнейными стержнями

ский параболоид). Их применяют двух разновидностей: в одном случае — сторонам контура основания параллельны линии главных кривизн поверхности (рис. 14.25, а); в другом — линии главных кривизн поверхности направлены вдоль диагоналей основания (рис. 14.25, б).

Оболочки первой разновидности можно рассматривать как оболочки с поверхностями переноса и рассчитывать методом, изложенным выше. При этом следует учесть, что поскольку кривизна поверхности в направлении оси ox отрицательна, силы N_x растягивают оболочку. В направлении положительной кривизны силы N_y оболочку сжимают.

Растягивающие силы N_x должны быть полностью восприняты рабочей арматурой; в этом направлении оболочку следует предварительно напрягать.

Поверхность оболочки второй разновидности описы-

вается уравнением

$$z = f(xy/ab). \quad (14.43)$$

Ее кривизны

$$k_x = \partial^2 z / \partial x^2 = 0; \quad k_y = \partial^2 z / \partial y^2 = 0; \\ k_{xy} = \partial^2 z / \partial x \partial y = f/ab.$$

Уравнение равновесия (14.1) в данном случае упрощается:

$$(2f/ab) \partial^2 \varphi / \partial x \partial y = +q. \quad (14.44)$$

Для случая, когда оболочка нагружена равномерно распределенной нагрузкой q , функция напряжений

$$\varphi = (qab/2f) xy. \quad (14.45)$$

Она удовлетворяет граничным условиям: $N_x = 0$ при $x = \pm a$ и $N_y = 0$ при $y = \pm b$ (вследствие большой гибкости контурных конструкций из своей плоскости), а также уравнению равновесия (14.44).

Согласно зависимостям (14.2)

$$N_x = \partial^2 \varphi / \partial y^2 = 0; \quad N_y = \partial^2 \varphi / \partial x^2 = 0; \\ N_{xy} = -\partial^2 \varphi / \partial x \partial y = -qab/2f. \quad (14.46)$$

Таким образом, силы N_x и N_y равны нулю не только на границах оболочки, но и во всей ее области; касательные же силы постоянны по значению, имеют направление, обратное указанному на элементе оболочки (см. рис. 14.25, б). В целом оболочка находится в условиях чистого сдвига.

В практике удобнее других поверхностей — равносторонние гиперболические параболоиды (при $a = b$). В этом случае значения главных сил (вдоль линий главных кривизн) и их направления, определенные по формулам (14.41), следующие:

$$N_{m1} = -N_{m2} = qa^2/2f; \\ \alpha_{m1} = -\alpha_{m2} = -45^\circ. \quad (14.47)$$

Таким образом, в направлении линии главной отрицательной кривизны в оболочке развиваются растягивающие силы постоянного значения. По направлению линии главной положительной кривизны действуют сжимающие силы.

Главные растягивающие силы должны быть полностью восприняты рабочей арматурой одного диагонального в плане направления (криволинейной) или двух направлений вдоль сторон контура (прямолинейной), как показано на рис. 14.25, б.

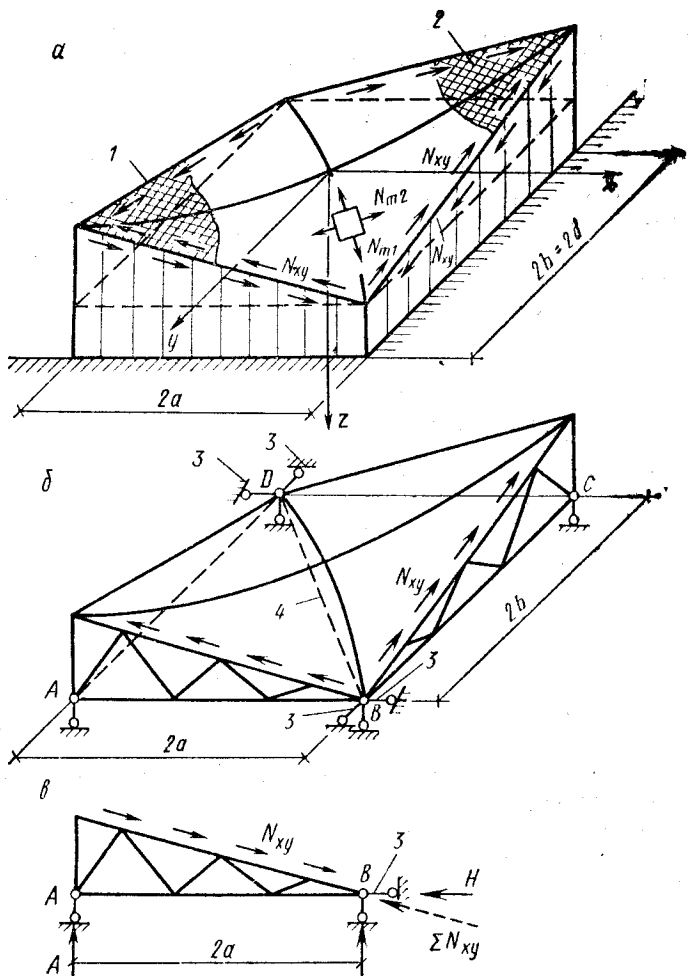


Рис. 14.26. Оболочки отрицательной гауссовой кривизны

a — опирание оболочки по контуру на стены; *б* — то же на фермы; *в* — ферма под воздействием касательных сил с оболочками; 1 — криволинейная рабочая арматура; 2 — вариант армирования прямолинейной арматурой; 3 — горизонтальные упоры ферм; 4 — затяжка, заменяющая горизонтальные упоры

Касательные силы оболочки передаются на контурные конструкции. Если таковыми будут жесткие стены (рис. 14.26, *a*), то они в состоянии воспринять касательные силы; если — фермы (рис. 14.26, *б*), то необходимо поставить упоры против горизонтальных смещений ферм

под действием касательных сил (см. 3 на *рис. 14.26, б, в*) или диагональную затяжку, заменяющую эти упоры.

При контурных конструкциях в виде ферм характер распределения внутренних сил в фермах существенно изменяется. Из условия равновесия сил на ферме — сумма моментов относительно опоры B при силах N_{xy} , приложенных по оси верхнего пояса равна нулю (см. *рис. 14.26, в*) — находят, что реакция опоры A равна нулю. Следовательно, равномерно распределенная нагрузка покрытия по схеме на *рис. 14.26, б* воспринимается только двумя опорами B и D , опоры A и C не загружены. Нижний пояс и все элементы решетки фермы не напряжены.

Членение оболочек отрицательной гауссовой кривизны на сборные элементы выполняют аналогично членению, показанному на *рис. 14.24*.

14.6. Купола

Купола создают особенно благоприятные условия для пространственной работы конструктивной системы, а по расходу материалов они экономичнее других пространственных покрытий. Купольное покрытие состоит из двух основных конструктивных элементов — тонкостенной оболочки и опорного кольца (см. *рис. 14.1, в; рис. 14.27, а*). Если в куполе предусмотрен центральный проем, то устраивают также верхнее кольцо, окаймляющее проем.

Купол с непрерывным по контуру шарнирно-подвижным опиранием, совпадающим по направлению с касательной к оболочке, является статически определимой конструкцией (см. *рис. 14.27, а*). Тонкостенные купола подобно другим пространственным покрытиям можно рассчитывать по безмоментной теории.

Элемент осесимметричного купола, ограниченный двумя меридиональными и двумя кольцевыми сечениями, находится под воздействием следующих сил: меридиональных N_1 , кольцевых N_2 и касательных S (*рис. 14.27, в*), отнесенных к единице длины сечения. При осесимметричной нагрузке $S=0$.

Принимая обозначения ψ — текущая угловая координата; Q_ψ — нагрузка на сегмент, ограниченный углом ψ , из условия равновесия элемента купола (*рис. 14.27, в*) находят силу N_1 и распор H :

$$N_1 = Q_\psi / 2\pi r \sin \psi; \quad (14.48)$$

$$H = N_1 \cos \psi = (Q_\psi / 2\pi r) \operatorname{ctg} \psi. \quad (14.49)$$

Рис. 14.27. К расчету купола

а — схема купола с шарнирно-подвижным опиранием по контуру; б — часть купола, отделенная плоскостью, параллельной основанию; в — элемент купола с действующими на него внутренними силами; 1 — меридиональное сечение; 2 — кольцевое сечение; 3 — тангенциальные опоры по периметру

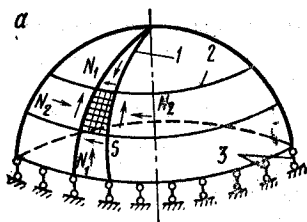
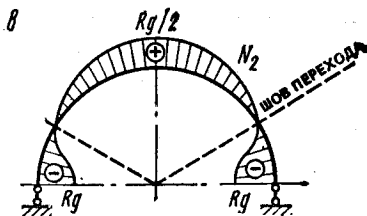
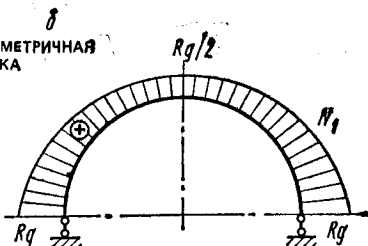
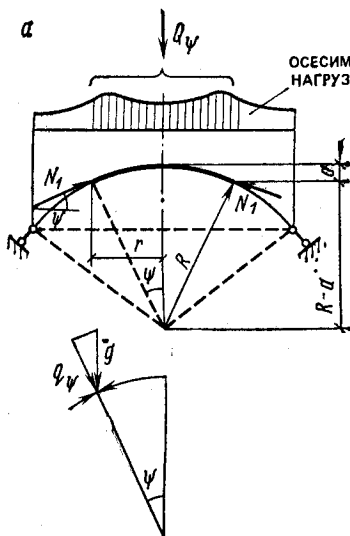
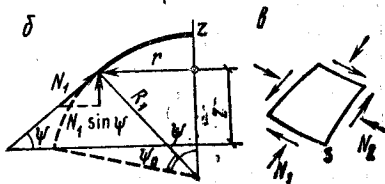


Рис. 14.28. Шаровой статически определимый купол

а — расчетная схема; б, в — эпюры сил N_1 и N_2 в полусферическом куполе от веса покрытия



На основании уравнения (14.1) получают

$$N_1/R_1 + N_2/R_2 = q_\psi, \quad (14.50)$$

где q_ψ — составляющая нагрузки, нормальная к поверхности купола.

Если в случае купола с шаровой поверхностью при $R_1=R_2=R$ обозначить нагрузку от собственного веса купола на единицу поверхности g , тогда (см. рис.

14.28, а)

$$q_{\psi} = g \cos \psi; \quad Q_{\psi} = 2\pi R a g. \quad (14.51)$$

Используя формулы (14.51) и зависимости

$$a = R(1 - \cos \psi); \quad r = R \sin \psi,$$

из выражений (14.48) и (14.50) находят

$$N_1 = Rg/(1 + \cos \psi); \quad N_2 = gR \cos \psi - Rg/(1 + \cos \psi). \quad (14.52)$$

Для полушарового купола эпюры N_1 и N_2 изображены на *рис. 14.28, б, в*. Следует отметить, что при $\psi=0$ силы $N_1=Rg/2$ (сжатие) и $N_2=Rg/2$ (сжатие); при $\psi=\pi/2$ силы $N_1=Rg$ (сжатие) и $N_2=-Rg$ (растяжение).

Кольцевое сечение, в котором $N_2=0$ (шов перехода), определяется углом $\varphi=51^{\circ}49'$.

Аналогично получают решение для шарового купола при снеговой нагрузке p , которая считается равномерно распределенной по горизонтальной проекции и меняющейся по поверхности купола пропорционально $\cos \varphi$:

$$N_1 = 0,5pR; \quad N_2 = 0,5pR \cos 2\varphi. \quad (14.53)$$

Основные нагрузки, определяющие размеры конструкции купола, — собственный вес оболочки вместе с утеплителем и кровлей, а также снеговая нагрузка. Обе нагрузки принимают действующими осесимметрично. Ветровые нагрузки при пологих купольных покрытиях решающего значения не имеют и могут не приниматься во внимание. При высоких куполах, встречающихся реже, усилия от ветровых нагрузок определяют приемами, изложенными в теории упругости.

В реальных конструкциях оболочка купола оперта не свободно, а имеет упругое закрепление в опорном кольце (*рис. 14.29, а*). В связи с этим на опорном контуре оболочки возникают дополнительные статически неопределимые величины — изгибающий момент M_0 , действующий в меридиональном направлении, и радиальный распор H_0 (*рис. 14.29, б*). Их определяют из условия совместных деформаций оболочки и опорного кольца. Влияние упругого контурного закрепления сказывается на оболочке лишь вблизи кольца и накладывается на общее ее безмоментное напряженное состояние.

Задача определения краевых усилий при упругом закреплении купола по контуру впервые решена П. Л. Пастернаком в 1925—1927 гг.

В зоне местного изгиба справедливо уравнение

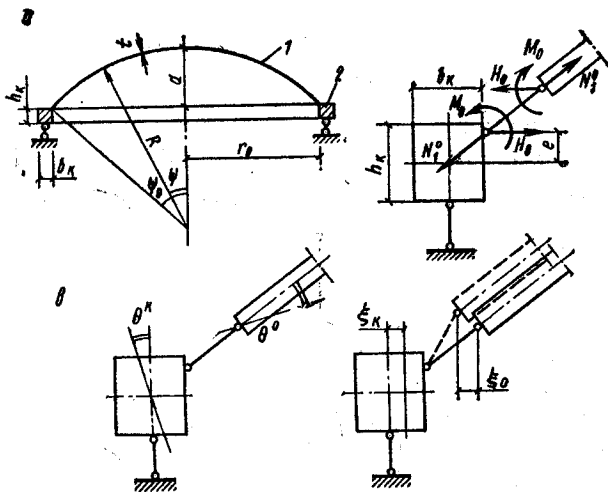


Рис. 14.29. К расчету купола, упругоукрепленного по контуру
 а — расчетная схема купола; б — расчетная схема опорного узла; в — положительные направления угловых и радиальных перемещений оболочки и опорного кольца; 1 — купол; 2 — опорное кольцо

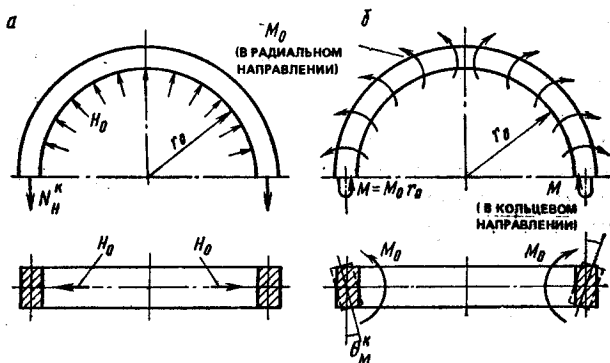


Рис. 14.30. Расчетные схемы опорного кольца при действии
 а — распора; б — моментов

(14.23). Его решение относительно момента представляется выражением (14.24), а относительно перемещений w , нормальных к поверхности оболочки, выражением

$$Dw = 0,5s^2 (C_1 e^{-\varphi} \sin \varphi + C_2 e^{-\varphi} \cos \varphi), \quad (14.54)$$

$$\text{где } s = 0,76 \sqrt{Rt};$$

$$\varphi = x/s; \quad D \approx Et^3/12.$$

На *рис. 14.29*, в показаны положительные направления угловых перемещений θ^0 , θ^k и радиальных перемещений ξ^0 , ξ^k соответственно краев оболочки и опорного кольца по линии их контакта.

Уравнение (14.54) дает возможность определить перемещения θ^0 и ξ^0 края оболочки под действием нагрузки, момента M_0 и распора H_0 (*табл. 14.1*).

Сопряжение опорного кольца с оболочкой обычно выполняют так, чтобы меридиональное давление купола N_1^0 от действия нагрузок p , g при его безмоментном опирании проходило через центр тяжести поперечного сечения кольца (*рис. 14.29, б*), вызывая в нем лишь осевое растяжение без изгиба. Воздействие сил N_1^0 от нагрузок p и g вызывает радиальные перемещения кольца ξ_p , ξ_g (угловые перемещения отсутствуют).

От воздействия распора H_0 на опорное кольцо (*рис. 14.30, а*) в нем возникает растягивающая сила N_H^k , которая вызывает радиальное перемещение оси кольца ξ_H^k . Распор H_0 приложен к кольцу с эксцентриситетом e (*см. рис. 14.29, б*), образуя момент $H_0 e$. Вследствие этого кольцо поворачивается на угол θ_H^k .

От воздействия момента M_0 , равномерно распределенного вдоль кольца, его поперечные сечения поворачиваются на один и тот же угол θ_M^k (*рис. 14.30, б*). При этом слой кольца на уровне центра тяжести его сечения не деформируется; часть сечения, расположенная выше, испытывает растяжение, а расположенная ниже — сжатие. Кольцо в целом испытывает изгиб в осевом вертикальном направлении.

Формулы для вычисления перемещений кольца приведены в *табл. 14.1*.

Угловые суммарные перемещения края оболочки и опорного кольца по линии их контакта, вызванные нагрузкой и неизвестными M_0 и H_0 , должны быть равны:

$$\theta_p^0 + \theta_g^0 + \theta_M^0 + \theta_H^0 = \theta_M^k + \theta_H^k. \quad (14.55)$$

То же относится и к радиальным перемещениям:

$$\xi_p^0 + \xi_g^0 + \xi_M^0 + \xi_H^0 = \xi_p^k + \xi_g^k + \xi_M^k + \xi_H^k. \quad (14.56)$$

После подстановки в эти равенства перемещений, вычисленных по формулам *табл. 14.1* (с учетом знаков перемещений), получают два уравнения с неизвестными M_0 и H_0 , решение которых дает искомые значения.

14.1. Формулы для определения перемещений опорного кольца и края сферической оболочки от различных воздействий (см. рис. 29, а)

Краевой момент M_0	Краевой горизонтальный распор H_0	Собственный вес покрытия g	Сплошная снеговая нагрузка p
Перемещения края оболочки			
$C_1 = M_0$	$C_1 = 0$	—	—
$C_3 = -M_0$	$C_2 = sH_0 \sin \psi_0$	—	—
$\theta_M^0 = -\frac{s}{D} M_0$	$\theta_H^0 = -\frac{s^2}{2D} H_0 \sin \psi_0$	$\theta_g^0 = 2 \frac{gR}{Et} \sin \psi_0$	$\theta_p^0 = \frac{3}{2} \frac{pR}{Et} \sin 2\psi_0$
$\xi_M^0 = -\frac{s^2}{2D} M_0 \sin \psi_0$	$\xi_H^0 = -\frac{s^2}{2D} H_0 \sin^2 \psi_0$	$\xi_g^0 = \frac{gR^2}{Et} \sin \psi_0 \times$ $\times \left(-\cos \psi_0 + \frac{1}{H \cos \psi_0} \right)$	$\xi_p^0 = -\frac{pR^2}{2Et} \sin \psi_0 \cos 2\psi_0$
Перемещения опорного кольца (по линии примыкания оболочки)			
$\theta_H^K = \frac{12r_0^2}{Eb_K h_K} M_0$	$\theta_H^K = \frac{12r_0^2}{Eb_K h_K} H_0 e$	—	$\xi_{sp}^K = \frac{pR^3}{2EF_K} \cos \psi_0 \sin \psi_0$
$\xi_M^K = \frac{12r_0^2}{Eb_K h_K^3} M_0$	$\xi_H^K = \frac{r_0^2}{EF_K H_0}$	$\xi_{sg}^K = \frac{R^2 g}{EF_K} \frac{\cos \psi_0 \sin \psi_0}{1 + \cos \psi_0}$	

Изгибающие моменты в зоне местного изгиба определяют по выражению (14.24), которое после преобразований принимает вид:

$$M_x = M_0 (\cos \alpha + \sin \varphi) e^{-\varphi} - sH_0 \sin \varphi_0 \sin \varphi e^{-\varphi}. \quad (14.57)$$

Кольцевая сила складывается из воздействий нагрузки, M_0 и H_0 :

$$N_2 = N_2^p + N_2^g + N_2^{M_0} + N_2^{H_0}, \text{ т. е.} \quad (14.58)$$

$$N_2 = gR [\cos \psi - 1/(1 - \cos \psi)] + 0,5pR \cos \psi + \\ + (2R/s^2) M_0 e^{-\varphi} (\sin \varphi - \cos \varphi) + (2R/s) H_0 \sin \varphi_0 e^{-\varphi} \cos \varphi. \quad (14.59)$$

В последней формуле первый и второй члены вычисляют по аргументу ψ с его началом в вершине оболочки, а третий и четвертый — по аргументу $\varphi = x/s$ с началом на краю оболочки. Вне зоны местного изгиба третьи и четвертые слагаемые близки к нулю.

На рис. 14.31 показаны характерные эпюры меридиональных моментов и кольцевых сил в монолитных куполах, упругозакрепленных по контуру.

В опорном кольце действуют осевая сила N и изгибающий момент M :

$$N = (N_1^{(p)} + N_1^{(g)}) \cos \varphi_0 r_0 - H_0 r_0; \quad (14.60)$$

$$M = M_0 r_0. \quad (14.61)$$

Опорное кольцо находится в условиях внецентренного растяжения. Вследствие малости изгибающего момента его можно рассчитывать как центрально-растянутое.

В сборных куполах, если примыкание оболочки к опорному кольцу конструируют как безмоментное, момент M_0 должен быть равным нулю.

Устойчивость гладких оболочек купола считается гарантированной, если интенсивность полной расчетной нагрузки не превышает

$$q = 0,2E_{b\text{def}} (t/R)^2, \quad (14.62)$$

где $E_{b\text{def}}$ — модуль деформаций бетона определяемый по формуле (14.30б); t — толщина гладкой оболочки. При ребристых оболочках в этих формулах используют условные значения $t_{\text{ис}}$ и $E_{b\text{ис}}$, вычисляемые по выражениям (14.31).

Монолитные купола делают преимущественно гладкими. Оболочки пологих куполов, за исключением опорных зон, сжаты; их армируют конструктивно — одиночной сеткой из стержней $d = 4 \dots 6$ мм с шагом 150...

Рис. 14.31. Эпюры моментов и кольцевых сил в куполе, упруго-закрепленном по контуру

1 — сжатие; 2 — растяжение

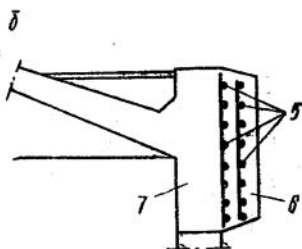
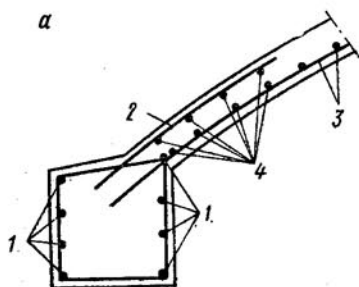
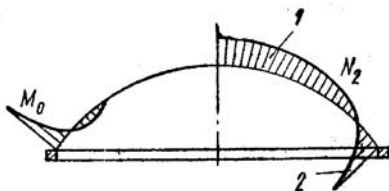


Рис. 14.32. Детали армирования монолитных куполов

а — при обычном армировании; *б* — с предварительным напряжением кольцевой арматуры; 1 — рабочая арматура опорного кольца; 2 — дополнительная арматура по расчету на M_x ; 3 — конструктивная сетка, укладываемая во всей области оболочки; 4 — кольцевая арматура по расчету на N_2 ; 5 — напрягаемая арматура; 6 — торкретная штукатурка; 7 — опорное кольцо купола

200 мм. У контура ставят дополнительную меридиальную арматуру обычно из стержней $d=6...8$ мм, рассчитанную по опорному моменту M_x , и дополнительную кольцевую арматуру для восприятия местных растягивающих кольцевых сил N_2 (рис. 14.32, *а*). Рабочую арматуру опорного кольца ставят в виде кольцевых стержней $d=20...30$ мм, которые по длине соединяют с помощью сварки.

В современном строительстве опорные кольца куполов подвергают предварительному обжатию посредством натяжения кольцевой рабочей арматуры (рис. 14.32, *б*). Предварительное напряжение способствует значительному сокращению размеров сечения опорного кольца вследствие повышенной трещиностойкости конструкции и экономии стали в результате применения высокопрочной арматуры.

Конструктивные схемы сборных куполов с разрезкой оболочки на плоские или криволинейные элементы приведены на рис. 14.33. Сборные элементы оболочки дела-

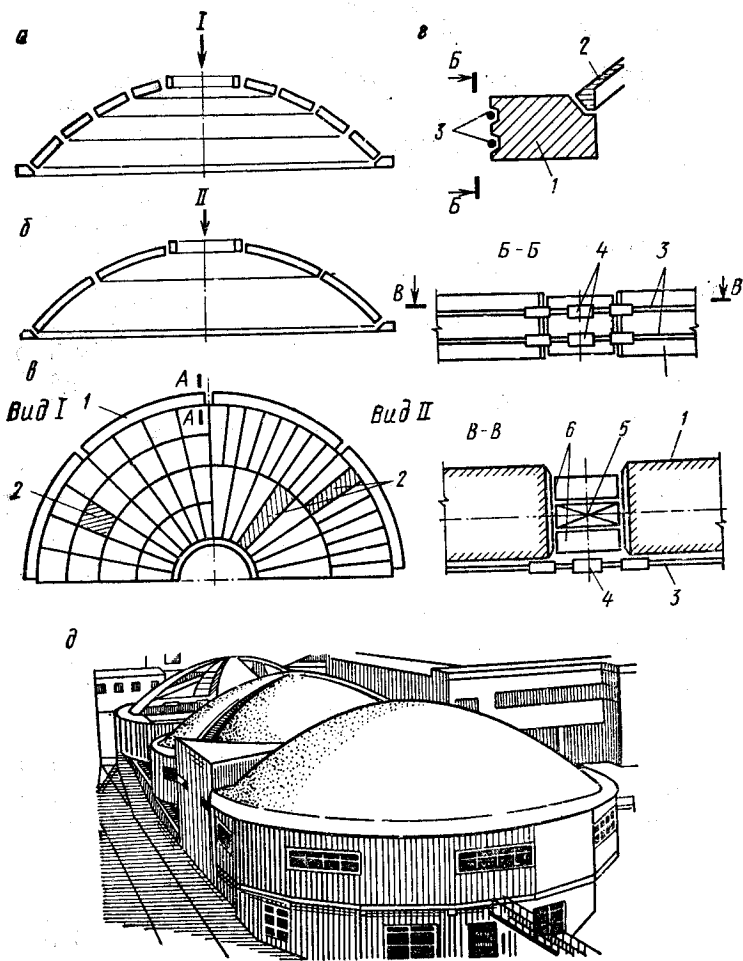


Рис. 14.33. Конструктивные схемы сборных куполов

а — разрез купола с плоскими трапецевидными элементами; *б* — то же с криволинейными элементами; *в* — разрезка купола на сборные элементы (в плане); *г* — деталь опорного кольца; *д* — эскиз купольного покрытия (сборные конструкции с радиальной разрезкой оболочки); 1 — сборный элемент опорного кольца; 2 — сборный элемент оболочки; 3 — предварительно напряженная арматура; 4 — стяжные муфты предварительно напряженной арматуры; 5 — домкрат для натяжения арматуры; 6 — бетонные вкладыши, устанавливаемые после натяжения

ют с плитами минимальной толщины (30...40 мм), усиленными ребрами. Соединяют сборные элементы сваркой выпусков арматуры или закладных металлических деталей. Опорные кольца также конструируют сборными, их рабочую предварительно напряженную арматуру (стержни, пучки) размещают или в наружных пазах опорного кольца, или внутри сечения (в накалах).

14.7. Волнистые своды

К волнистым сводам относят многоволновые и многоскладчатые покрытия в виде сводов с малыми размерами волн по сравнению с длиной пролета; опираются своды на стены или на колонны (рис. 14.34), либо непосредственно на фундаменты. Отдельная волна в поперечном сечении может иметь очертание синусоиды, криволинейного лотка, треугольной или V-образной складки. Сборные элементы могут быть с прямолинейной или криволинейной осями.

Волнистые своды применяют для покрытий производственных и общественных зданий при пролетах 12...100 м и даже более. Стрела подъема f составляет $1/2...1/10$ долю пролета. Сводам придают очертание, по возможности наиболее близкое к кривой давления от действия основной (обычно постоянной) нагрузки.

При больших пролетах свод конструируют из ряда однотипных сборных элементов, при пролетах до 24 м — из двух половин. Торцовые края сборных элементов тонкостенных сводов усиливают ребрами, что обеспечивает прочность элементов при транспортировании и монтаже, а также улучшает условия для более плотного заполнения швов, передающих значительные сжимающие силы.

В тонкостенных сводах с пролетами и волнами больших размеров для стабильности поперечного сечения предусматривают (в направлении волн) поперечные диафрагмы, затяжки или распорки.

Для погашения распора сводов в покрытиях с опорами на большой высоте устанавливают затяжки (см. рис. 14.34), при низком расположении опор применяют также контрфорсы или используют боковые пристройки, если их конструкция обладает необходимой прочностью.

В опорном узле (см. рис. 14.34, д) волны свода замыкаются на опорной балке; если шаг опор совпадает с длиной волны, вместо этой балки целесообразнее усилить

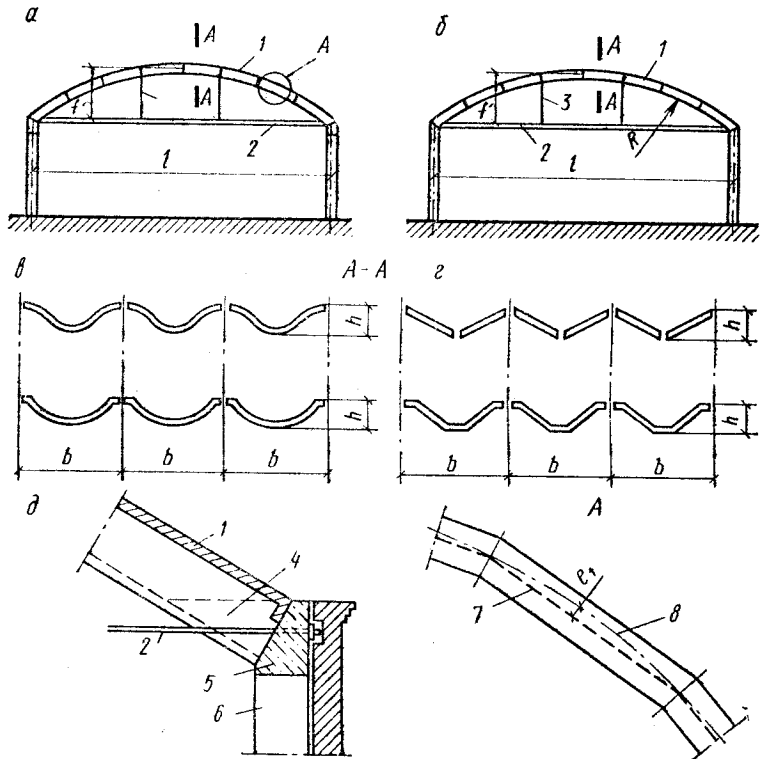


Рис. 14.34. Схемы покрытий из волнистых сводов

а — со сборными элементами прямолинейными; *б* — то же криволинейными; *в* — поперечные сечения сводов из криволинейных сборных элементов; *г* — поперечные сечения из складчатых сборных элементов; *д* — опорный узел волнистого свода; 1 — сборные элементы сводов; 2 — затяжки сводов; 3 — подвески сводов; 4 — забутка пазух; 5 — опорная балка; 6 — колонна; 7 — ось элемента; 8 — ось свода

торцовое ребро крайнего сборного элемента свода.

При расчете каждую волну сводчатого покрытия рассматривают как самостоятельную арочную систему с тонкостенным поперечным сечением шириной, равной длине волны свода или расстоянию между затяжками. При проектировании волнистых сводов надлежит руководствоваться всеми рекомендациями, относящимися к расчету арок (см. гл. 13).

Прочность волн свода проверяют в местах действия наибольших изгибающих моментов как внецентренно

сжатых элементов. В сводах из прямолинейных элементов необходимо учитывать дополнительный изгибающий момент $M_1 = Ne_1$ (см. рис. 14.34, а).

Полки сборных ребристых элементов волнистых сводов армируют сварными сетками, ребра сборных элементов — сварными каркасами. Вдоль сборных элементов по верху и по низу волны размещают арматуру — расчетную или конструктивную (последнюю — в тех случаях, когда эксцентриситет приложения продольной силы относительно центра тяжести сечения не превышает 0,35 высоты волны).

В продольные швы сборных элементов укладывают бетон и уплотняют его. Концевые участки сборных элементов усиливают местным армированием. В стыках сборных элементов выполняют сварку выпусков арматуры или закладных деталей.

Продольные края сборных элементов рекомендуется принимать в 1,5...2 раза больше основной толщины стенки свода.

14.8. Висячие покрытия

Висячими покрытиями можно перекрывать помещения особенно больших размеров (стадионы, спортзалы, выставочные павильоны, рынки, кинотеатры, крупные производственные здания). Образуются они из системы вант (гибких капотов), удерживаемых на жесткой опорной конструкции (кольцах, рамах, арках), и кровельного ограждения из сборных плит (железобетонных с применением легкого бетона, армоцементных, многослойных или иных).

Различают висячие покрытия с одиночной системой вант, имеющие поверхности однозначной или разнозначной кривизны (рис. 14.35...14.37), и с двойной системой вант (рис. 14.38). Висячими покрытиями можно перекрывать помещение любого очертания в плане — прямоугольные, круглые, овальные, многоугольные и иные. Висячие покрытия устраивают достаточно пологими, их стрела провисания f в центре покрытия составляет обычно $\frac{1}{10} \dots \frac{1}{25}$ долю основного размера плана.

Ванты в висячих покрытиях применяют с радиальным расположением в плане (см. рис. 14.35, а; 14.37, в; 14.38), с ортогональным (см. рис. 14.35, б, в, г; 14.37, а, б; 14.38, а, б), а также полигональной системы (см. рис. 14.36).

Применяют также висячие покрытия с поверхностью

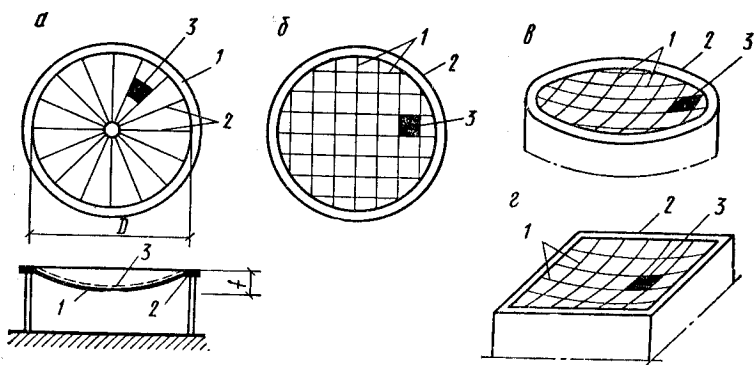


Рис. 14.35. Схемы висячих покрытий с поверхностями двоякой одно-значной кривизны, с одиночной системой радиальных и ортогональных вант (примеры)

а — круглов в плане с радиальным расположением вант; *б* — то же с ортогональным расположением вант; *в* — овальное в плане; *г* — прямоугольное в плане; 1 — ванты; 2 — опорное жесткое кольцо (замкнутая рама); 3 — плиты кровельного ограждения

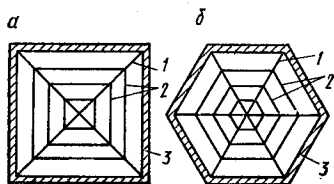


Рис. 14.36. Схемы висячих покрытий с поверхностями двоякой одно-значной кривизны, с одиночной полигональной вантовой системой (примеры)

1 — главные (угловые) ванты; 2 — вспомогательные ванты; 3 — контурная рама

одинарной кривизны (цилиндрической) с вантами одного направления в плане (рис. 14.39), закрепляемыми на контурах прямолинейных жестких брусках. Реакции вант воспринимаются наружными оттяжками или внутренними упорами, используемыми в спортивных и других помещениях для зрительных трибун. Покрытия с вантами одного направления могут быть выполнены и безраспорными, если применить двухпоясную систему вант по схеме на рис. 14.38, б.

Висячие покрытия монтируют без использования лесов и подмостей. В этом их существенное преимущество перед другими пространственными покрытиями.

Свободно подвешенная на жестком контуре мембрана висячего покрытия обладает ничтожной жесткостью на изгиб и потому весьма деформативна в поперечном на-

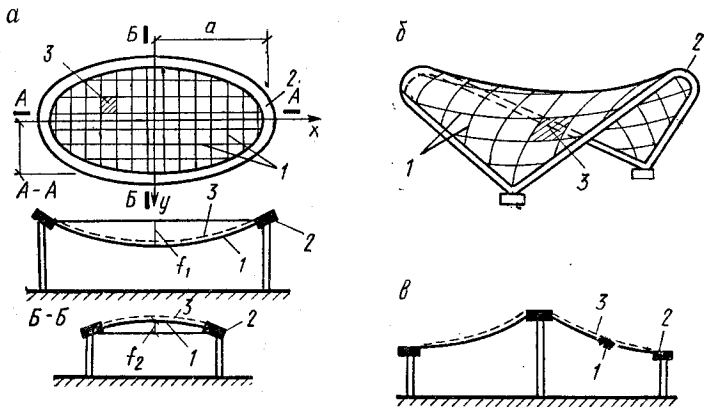


Рис. 14.37. Схемы висячих покрытий с поверхностями двоякой кривизны, с одиночной системой вант, с опиранием (примеры)

a — по контуру; *б* — на два фундамента; *в* — по контуру и на центральную опору; 1 — ванты; 2 — опорное кольцо (арка); 3 — плиты кровельного ограждения

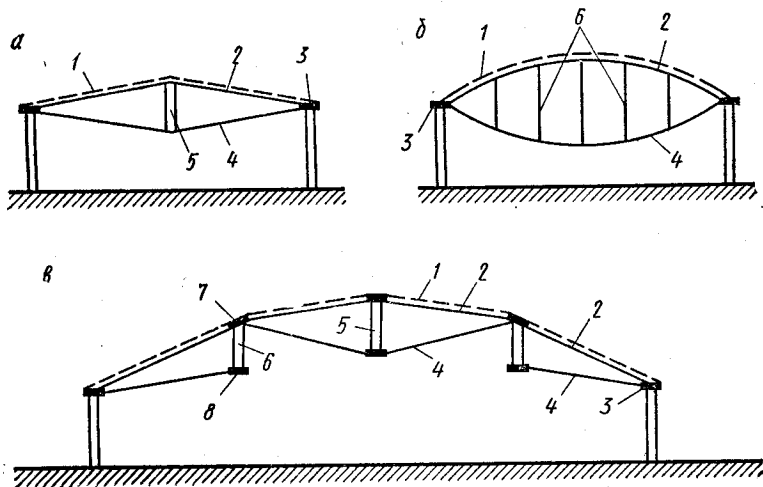


Рис. 14.38. Схемы висячих покрытий с двойной системой вант

a — с опорным кольцом и одним распорным элементом; *б* — то же с несколькими распорными элементами; *в* — многокольцевое с центральным распорным элементом и осесимметричным рядом распорных элементов; 1 — плиты кровельного ограждения; 2 — натягивающие ванты; 3 — опорное жесткое кольцо (замкнутая рама); 4 — несущие ванты; 5 — распорный барабан; 6 — стоечные распорки; 7 — промежуточное кольцо верхнее; 8 — то же нижнее

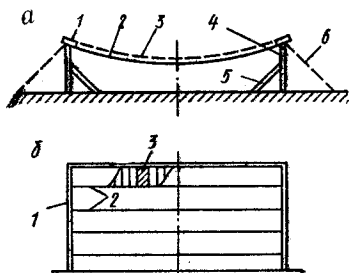


Рис. 14.39. Схема висячего покрытия с поверхностью одинарной кривизны (цилиндрической), с вантами одного направления в плане

a — поперечный разрез здания; *б* — план (часть здания); 1 — контурный прямолинейный железобетонный брус; 2 — ванты; 3 — кровельные плиты; 4 — колонна; 5 — упор; 6 — оттяжки

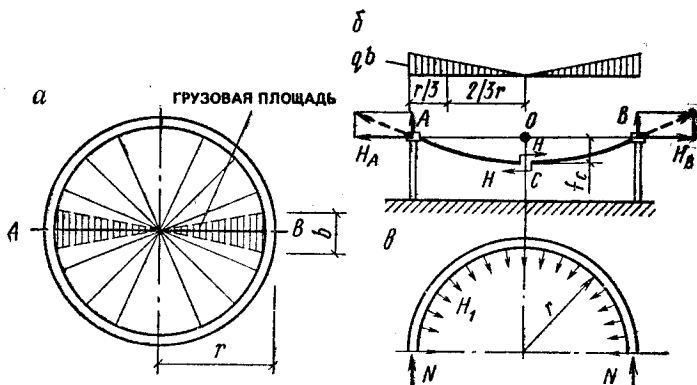


Рис. 14.40. К расчету висячего покрытия, круглого в плане, с радиальным расположением вант

a — план; *б* — расчетная схема вант; *в* — расчетная схема опорного жесткого кольца

правлении. Ее геометрическая форма заметно изменяется с изменением вида нагрузки, что наблюдается, например, при концентрации снежных отложений или при ветровых отсосах на подветренных частях покрытий с вогнутыми поверхностями. Чтобы обеспечить стабильность геометрической формы, железобетонные висячие покрытия необходимо предварительно напрягать. Покрытия, приведенные на рис. 14.35, могут подвергаться предварительному напряжению двумя способами.

1. Ванты натягивают домкратами после замоноличивания швов плит кровельного ограждения. В этом случае ванты размещают в каналах, полости которых впоследствии заполняют раствором.

2. Ванты натягивают до замоноличивания швов плит

кровельного ограждения с помощью монтажной пригрузки, размещаемой на плитах или на подвесках к вантам. После заполнения швов раствором и приобретения им проектной прочности пригрузку снимают. В результате перекрытию сообщают предварительное напряжение.

В обоих способах предварительного напряжения висячих покрытий кровельное ограждение играет активную роль.

Покрытия, изображенные на *рис. 14.37, а, б*, имеют геометрическую форму, стабильность которой достигается натяжением поперечных вант, уложенных на продольные свободно подвешенные на контуре ванты. В висячих покрытиях с двойной системой вант (*рис. 14.38*) нижняя несущая система приобретает предварительное напряжение при натяжении верхней натягающей системы вант. Такое предварительное напряжение осуществляется проще, но на устройство вант расходуется больше стали. Кровельное ограждение в этих системах играет менее активную роль.

Висячие покрытия имеют довольно высокие технико-экономические показатели, близкие лучшим показателям других видов пространственных тонкостенных покрытий.

При расчете висячих покрытий полагают, что вся нагрузка покрытия воспринимается одними вантами; кровельное ограждение может работать только на сжатие; ванты могут работать только на растяжение, они совершенно гибки (без поперечной жесткости на изгиб) и нерастяжимы. Расчет висячих покрытий при нагрузке любого вида в общем случае представляет сложную задачу. Однако для отдельных симметричных конструкций при некоторых видах нагрузок возможны простые решения.

Расчет покрытия с радиальным расположением вант. Покрытие круглое в плане, с расстоянием между вантами b по периметру покрытия нагружено равномерно распределенной по проекции покрытия нагрузкой q . Каждую нить при такой нагрузке рассчитывают самостоятельно (*рис. 14.40*).

Учитывая, что опоры ванты находятся на одном уровне и что реактивное давление направлено по касательной к оси ванты в месте закрепления, вертикальные составляющие опорных реакций вант в силу симметрии грузовой схемы

$$A = B = 0,5qbr. \quad (14.63)$$

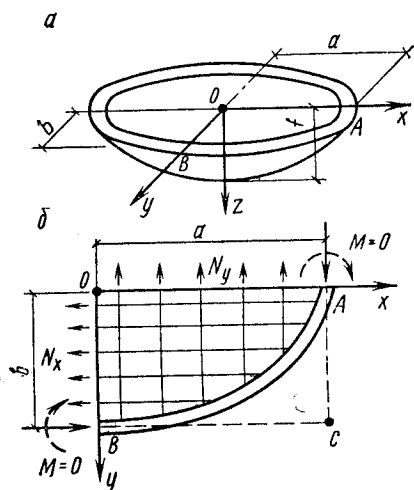


Рис. 14.41. К расчету висячего покрытия, эллиптического в плане, с ортогональным расположением вант
a — геометрическая схема; *б* — расчетная схема покрытия в плане

Составляя уравнение моментов сил на левой половине ванты относительно точки *O* (см. рис. 14.40, б), находят

$$H = qbr^2/6f_c. \quad (14.64)$$

Ванты рассчитывают на усилие

$$N_B = \sqrt{A^2 + H^2}.$$

Сжимающая сила *N* в кольце (см. рис. 14.40, в), находящемся под погонным радиальным давлением $H_1 = H/b$, составляет

$$N = H_1 r = qr^3/6f_c. \quad (14.65)$$

Расчет покрытия с ортогональным расположением вант. Пологое покрытие, эллиптическое в плане, загружено равномерно распределенной относительно проекции покрытия нагрузкой (рис. 14.41).

В висячем покрытии возникает только безмоментное напряженное состояние. Оно описывается уравнением (14.1), в котором должно быть принято $N_{xy} = 0$ (касательные силы ни чем не воспринимаются). Принимая во внимание выражения (14.2) и (14.3), получают

$$N_x \partial^2 z / \partial x^2 + N_y \partial^2 z / \partial y^2 = -q. \quad (14.66)$$

С помощью этого уравнения решают два варианта задачи.

Вариант I. Известны: нагрузка *q* и натяжение $N_x =$

$=N_y$ (одинаковое в обоих направлениях); требуется определить уравнение поверхности.

Форма поверхности всяческого покрытия, эллиптического в плане, нагруженного равномерно распределенной нагрузкой, близка к поверхности эллиптического параболоида (см. рис. 14.41, а):

$$z = f [1 - (x/a)^2 - (y/b)^2], \quad (14.67)$$

где a и b — известные параметры эллипса в плане; f — искомая стрела провисания поверхности.

Кривизны этой поверхности:

$$\partial^2 z / \partial x^2 = -2f/a^2; \quad \partial^2 z / \partial y^2 = -2f/b^2 \quad (14.68)$$

Стрелу провисания можно определить, используя в уравнении (14.66) принятое натяжение и кривизны поверхности (14.68):

$$f = qa^2 b^2 / 2N_x (a^2 + b^2). \quad (14.69)$$

Вариант II. Заданы нагрузка и уравнение поверхности; требуется определить силы N_x и N_y в покрытии (см. рис. 14.41, б).

Полагают, что покрытие нагружено равномерно распределенной нагрузкой q ; его поверхность описывается уравнением (14.64).

Рассматривая четвертую часть покрытия (см. рис. 14.41, б), принимают условие, что изгибающий момент в опорном кольце равен нулю в точках A и B . Из уравнения моментов сил, действующих на выделенную часть кольца, взятых относительно точки C , находят

$$N_x b^2 = N_y a^2. \quad (14.70)$$

Используя это соотношение в уравнении (14.66) при кривизнах (14.68), находят

$$N_x = qa^2/4f \text{ и } N_y = qb^2/4f. \quad (14.71)$$

Несмотря на различные значения сил N_x и N_y , нагрузка покрытия q распределяется на ванты обоих направлений поровну, а именно с учетом выражений (14.68) и (14.71):

$$q_x = -N_x \partial^2 z / \partial x^2 = (qa^2/4f) (2f/a^2) = q/2.$$

Аналогично находим, что $q_y = q/2$.

Нетрудно показать, что при данных условиях опорное кольцо испытывает центральное сжатие не только в точках A и B , но и по всей длине.

Для всяческого покрытия в форме гиперболического па-

раболоида (см. рис. 14.37, а) уравнение и натяжение поверхности следуют зависимостям:

$$z = f_1 (x/a)^2 - f_2 (y/b)^2; \quad (14.72)$$

$$N_x = (q + p) a^2 / 2f_1; \quad N_y = pb^2 / 2f_2. \quad (14.73)$$

Здесь ванты продольного направления воспринимают полностью нагрузку q и еще «пригрузку» p , образующуюся от натяжения поперечных вант. Силы в вантах гиперболического параболоида больше, чем в вантах эллиптического параболоида. Опорное кольцо работает на внецентренное сжатие.

Следует отметить, что в рассмотренных задачах распор H по длине вант не меняется. Сила растяжения ванты

$$N = \sqrt{Q^2 + H^2}, \quad (14.74)$$

где Q — поперечная сила, вычисленная для вант по аналогичной балочной схеме от доли нагрузки, приходящейся на ванты данного направления.

Контрольные вопросы для самостоятельной проработки материала главы 14

1. Какие характерные схемы тонкостенных пространственных покрытий наиболее часто применяются в строительстве?
2. Какими компонентами характеризуются безмоментное и изгибное состояния тонкостенных оболочек?
3. Какое уравнение используют для определения компонентов безмоментного состояния тонкостенных оболочек?
4. Какова общая характеристика напряженного состояния тонкостенных оболочек, прямоугольных в плане, нагруженных равномерно-распределительной сплошной нагрузкой?
5. Какие типы цилиндрических оболочек применяют в практике строительства?
Какова расчетная схема длинной цилиндрической оболочки в ее предельной стадии?
7. Какое очертание имеют эпюры сил N_x , N_y и моментов в поперечном сечении цилиндрических оболочек?
8. Каков принцип расчета внутренних сил N_x , N_y и моментов длинных цилиндрических оболочек в их промежуточных состояниях?
9. Каковы схемы армирования длинных цилиндрических оболочек?
10. Каковы конструктивные схемы сборных покрытий с длинными цилиндрическими оболочками?
11. Какими признаками характеризуются короткие цилиндрические оболочки?
12. Каковы конструктивные решения сборных и монолитных коротких цилиндрических оболочек?
13. Как изображают характерные эпюры внутренних сил N_x и N_{xy} , N_{m1} , N_{m2} в пологих оболочках двоякой кривизны (с квадратным планом)?
14. По какой схеме армируют пологие оболочки двоякой кривиз-

ны, прямолинейные в плане?

15. Какими могут быть конструктивные схемы сборных покрытий прямоугольных в плане с пологими оболочками двоякой кривизны, по форме переноса, шара, вращения?

16. Как изображают схемы оболочек с поверхностью отрицательной гауссовой кривизны, прямоугольных в плане; их армирование?

17. Что представляет собой расчетная схема оболочки купола?

18. Каковы расчетные схемы купола, упруго закрепленного по контуру в опорном кольце?

19. Как изображают схемы армирования оболочки куполов?

20. В чем заключается идея расчета опорного кольца и оболочки купола?

21. Каковы эпюры кольцевых сил и приопорных изгибающих моментов в оболочке купола, упругозакрепленного по контуру?

22. Какова принципиальная схема армирования купола?

23. Каковы конструктивные схемы сборных куполов, апробированных на практике?

24. Как изображают конструктивные схемы покрытий из волнистых сводов?

25. Какие применяют схемы висячих покрытий с поверхностями двоякой однозначной кривизны; какие системы размещения вант применяют?

26. Как изображают схемы висячих покрытий с поверхностями двоякой двузначной кривизны?

27. Какие схемы применяют для висячих покрытий с двойной системой вант?

28. Каковы принципы расчета висячих покрытий с радиальным и ортогональным расположением вант?

ГЛАВА 15. КОНСТРУКЦИИ МНОГОЭТАЖНЫХ КАРКАСНЫХ И ПАНЕЛЬНЫХ ЗДАНИЙ

15.1. Конструкции многоэтажных промышленных зданий

15.1.1. Конструктивные схемы зданий

Многоэтажные промышленные здания служат для размещения различных производств — цехов легкого машиностроения, приборостроения, химической, электротехнической, радиотехнической, легкой промышленности и др., а также базисных складов, холодильников, гаражей и т. п. Их проектируют, как правило, каркасными с навесными панелями стен.

Высоту промышленных зданий обычно принимают по условиям технологического процесса в пределах 3...7 этажей (при общей высоте до 40 м), а для некоторых видов производств с нетяжелым оборудованием, устанавливаемым на перекрытиях, — до 12...14 этажей. Ширина

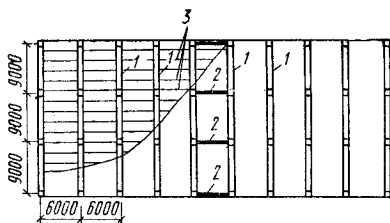


Рис. 15.1. Конструктивный план многоэтажного каркасного промышленного здания

1 — поперечные рамы; 2 — продольные вертикальные связи; 3 — панели перекрытий

промышленных зданий может быть равной 18...36 м и более. Высоту этажей и сетку колонн каркаса назначают в соответствии с требованиями типизации элементов конструкций и унификации габаритных параметров. Высоту этажа принимают кратной модулю 1,2 м, т. е. 3,6; 4,8; 6 м, а для первого этажа — иногда 7,2 м. Наиболее распространенная сетка колонн каркаса 6×6 , 9×6 , 12×6 м. Такие ограниченные размеры сетки обусловлены большими временными нагрузками на перекрытия, которые могут достигать 15 кН/м^2 , а в некоторых случаях 25 кН/м^2 и более.

Для промышленного строительства наиболее удобны многоэтажные каркасные здания без специальных вертикальных диафрагм, поскольку последние ограничивают свободное размещение технологического оборудования и производственных коммуникаций. Основные несущие конструкции многоэтажного каркасного здания — железобетонные рамы и связывающие их междуэтажные перекрытия (рис. 15.1). Пространственная жесткость здания обеспечивается в поперечном направлении работой многоэтажных рам с жесткими узлами — рамной системой, а в продольном — работой вертикальных стальных связей или же вертикальных железобетонных диафрагм, располагаемых по рядам колонн и в плоскости наружных стен, — связевой системой (рис. 15.2). Если в продольном направлении связи или диафрагмы по технологическим условиям не могут быть поставлены, их заменяют продольными ригелями. В этом случае пространственная жесткость и в продольном направлении обеспечивается рамной системой. При относительно небольшой временной нагрузке на перекрытия пространственная жесткость в обоих направлениях обеспечивается связевой системой; при этом во всех этажах устанавливают поперечные вертикальные диафрагмы. Шарнирного соединения ригелей с колоннами в этом решении достигают установкой

Рис. 15.2. Вертикальные связи многоэтажного каркаса в продольном направлении

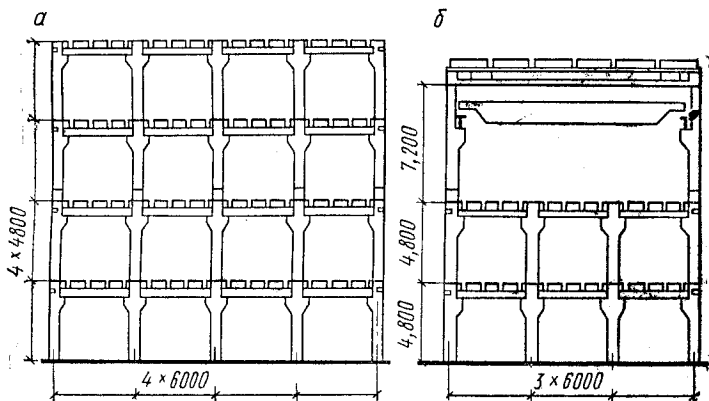
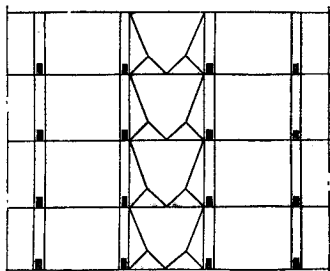


Рис. 15.3. Конструкции многоэтажных промышленных зданий
а — регулярных; б — с мостовыми кранами в верхнем этаже

ригелей на консоли колонн без монтажной сварки в узлах.

В зданиях с балочными перекрытиями (рис. 15.3) верхний этаж при наличии мостовых кранов (здания химической промышленности) компонуют из колонн, ригелей и подкрановых балок, конструктивно аналогичных применяемым для одноэтажных промышленных зданий. Ригели устанавливают на консоли колонн с применением ванной сварки выпусков арматуры и обетонированием стыка на монтаже. Для междуэтажных перекрытий применяют ребристые плиты шириной 1500 или 3000 мм. Плиты, укладываемые по линии колонн, служат связями-распорками, обеспечивающими устойчивость каркаса на монтаже.

В таких зданиях возможны два типа опирания плит перекрытий: на полки ригелей таврового сечения (для производства со станочным оборудованием, нагрузки от которого близки к равномерно распределенным); по верху ригелей прямоугольного сечения (главным образом, для зданий химической промышленности с оборудованием, проходящим через этажи и передающим большую сосредоточенную нагрузку на одну опору). В обоих типах опирания плит типовые ригели при пролетах 6 и 9 м имеют одинаковое сечение 800 мм и ширину ребра 300 мм.

Типовые конструкции многоэтажных промышленных зданий с балочными перекрытиями разработаны под различные временные нагрузки — 5...25 кН/м².

В зданиях с безбалочными перекрытиями (рис. 15.4) ригелем многоэтажной рамы в поперечном и продольном направлениях служит безбалочная плита, жестко связанная с колоннами с помощью капителей. Пространственная жесткость здания в обоих направлениях обеспечивается рамной системой. Унификация размеров плит и капителей средних и крайних пролетов безбалочного перекрытия достигается смещением наружных самонесущих стен с оси крайнего ряда колони на расстояние, равное половине ширины надкапительной плиты.

Многоэтажные промышленные здания с часто расположенными опорами при сетке колонн 6×6 или 9×6 м не всегда удовлетворяют требованиям гибкой планировки цехов, модернизации оборудования и усовершенствования производства без дорогостоящих переустройств. Поэтому применять их следует в случае больших временных нагрузок на перекрытия — более 10 кН/м².

Особенность конструктивного решения универсальных промышленных зданий с этажами в межферменном пространстве состоит в том, что они имеют крупную сетку колонн — 18×6, 18×12, 24×6 м. Большие пролеты здания перекрывают безраскосными фермами. При этом в пределах конструктивной высоты этих ферм устраивают дополнительные этажи, в которых размещают инженерное оборудование и коммуникации, бытовые, складские и другие вспомогательные помещения. Высота межферменных этажей может быть 2,4; 3 и 3,6 м.

Пример решения конструкций универсального промышленного здания приведен на рис. 15.5, а. Здание имеет 6 этажей — три основных и три межферменных. Без-

Рис. 15.4. Конструкции многоэтажных промышленных зданий с безбалочными перекрытиями

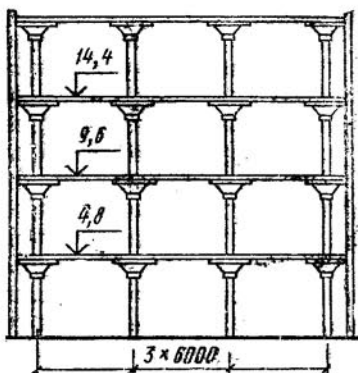
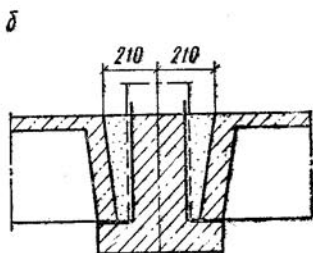
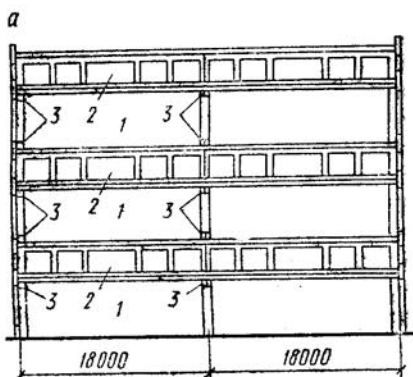


Рис. 15.5. Конструкция многоэтажного промышленного здания с межферменными этажами (а) и деталь опирания перекрытия на нижний пояс безраскосных ферм (б)

1 — основные этажи; 2 — межферменные этажи; 3 — соединения колонн с безраскосными фермами



раскосные фермы, жестко связанные с колоннами, являются составной частью многоэтажного каркаса и работают как ригели рам. Крайние стойки ферм вверху и внизу снабжены выступами для соединения с колоннами ниже- и вышележащих этажей. Плиты перекрытий в основных этажах — ребристые; их укладывают на верхний пояс ферм. Плиты перекрытий вспомогательных этажей — пустотные или ребристые; они опираются на полки нижнего пояса ферм (рис. 15.5, б).

15.1.2. Конструкции многоэтажных рам

Многоэтажные сборные рамы. Их членят на отдельные элементы, изготовляемые на заводах и полигонах, с соблюдением требований технологичности изготовле-

ния и монтажа конструкций. Ригели рамы членят преимущественно на отдельные прямолинейные элементы, стыкуемые по грани колонны скрытым или консольным стыком (рис. 15.6, а, б). Колонны также членят на прямолинейные элементы, стыкуемые через два этажа выше уровня перекрытия. Чтобы сохранить монолитность узлов и уменьшить число типов сборных элементов, многоэтажные рамы в некоторых случаях членят на отдельные однопролетные одноэтажные рамы (рис. 15.6, в).

Стыки многоэтажных сборных рам, как правило, выполняют с замоноличиванием — жесткими. При шарнирных стыках уменьшается общая жесткость здания и снижается сопротивление деформированию при горизонтальных нагрузках. Этот недостаток становится особенно существенным с увеличением числа этажей каркасного здания. Шарнирные стыки ригелей на консолях колонн неэкономичны, особенно в сравнении с жесткими консольными стыками ригелей (см. рис. 11.16).

Типовые ригели пролетом 6 м армируют ненапрягаемой арматурой, пролетом 9 м — напрягаемой арматурой в пролете (рис. 15.7). Колонны высотой в два этажа армируют продольной арматурой и поперечными стержнями как внецентренно сжатые элементы (рис. 15.8).

Жесткие стыки колонн многоэтажных рам воспринимают продольную силу N , изгибающий момент M и поперечную силу Q . Арматурные выпуски стержней диаметром до 40 мм стыкуют ванной сваркой (рис. 15.9). При четырех арматурных выпусках для удобства сварки устраивают специальные угловые подрезки бетона длиной 150 мм; при арматурных выпусках по периметру сечения подрезку бетона делают по всему периметру. Концы колонн, а также места подрезки бетона усиливают поперечными сетками и заканчивают стальной центрирующей прокладкой (для удобства рихтовки на монтаже). После установки и выверки стыкуемых элементов колонны и сварки арматурных выпусков устанавливают дополнительные монтажные хомуты диаметром 10...12 мм. Полости стыка (подрезка бетона) и узкий шов между торцами элементов замоноличивают в инвертарной форме под давлением. Исследования показали достаточную прочность и надежность стыка. Описанный стык также экономичнее по расходу стали и трудоемкости в сравнении с другими стыками, устраиваемыми на сварке стальных закладных деталей.

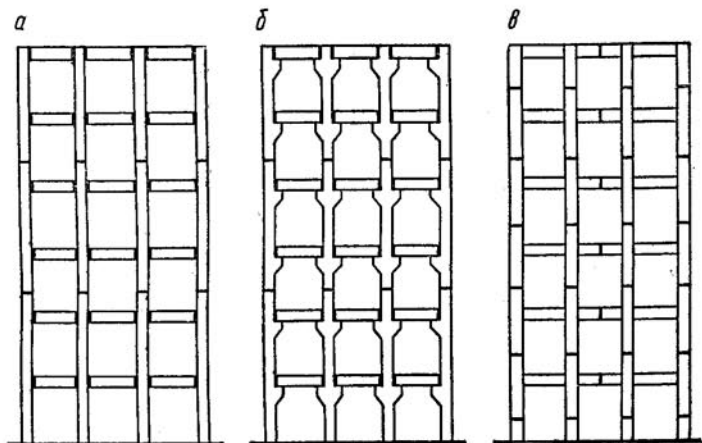


Рис. 15.6. Конструктивные схемы членения многоэтажных рам на сборные элементы

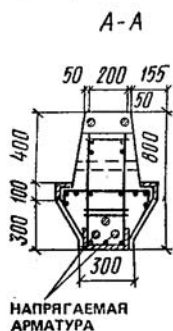
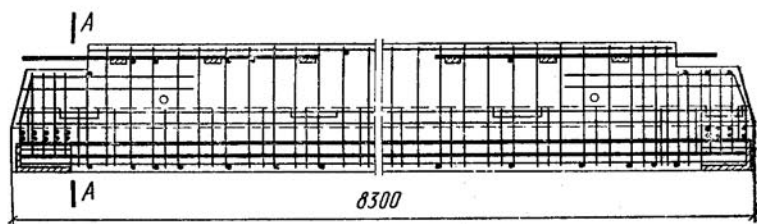


Рис. 15.7. Армирование ригеля поперечной рамы пролетом 9 м

Уменьшение изгибающего момента в стыках колонн многоэтажного каркасного здания в большинстве случаев достигается выбором места расположения стыка бли-

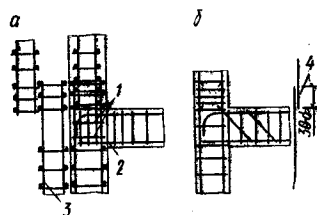
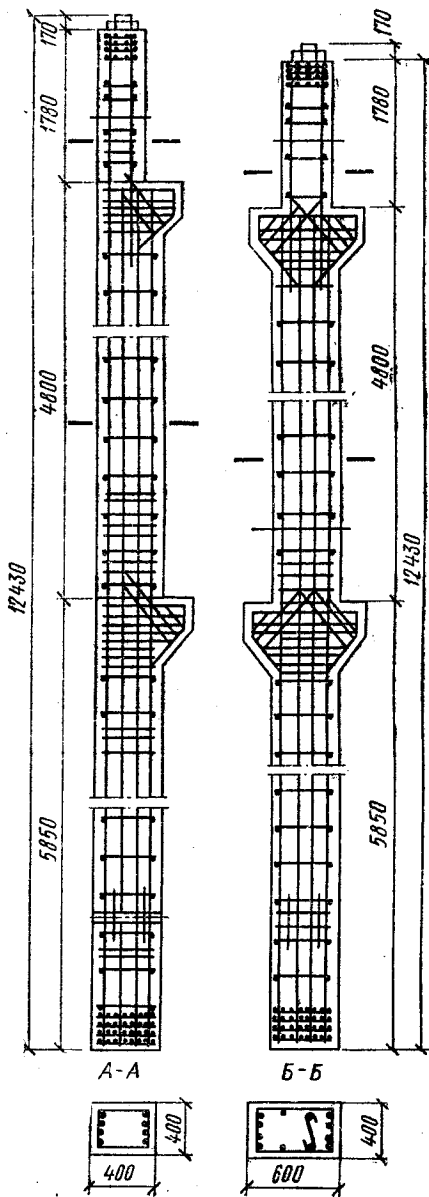


Рис. 15.10. Армирование узлов монолитной многоэтажной рамы

1 — хомуты; 2 — каркасы ригеля; 3 — каркас колонны; 4 — стык арматуры колонны

Рис. 15.8. Армирование колонн поперечной рамы

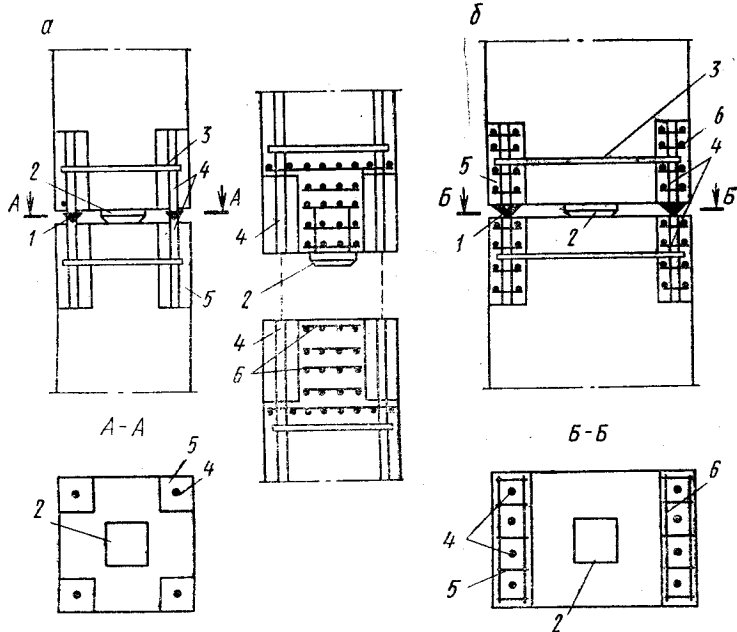


Рис. 15.9. Конструкция жесткого стыка колонн с ванной сваркой арматурных выпусков

а — при четырех угловых арматурных выпусках; *б* — при арматурных выпусках по сторонам сечения колонны; 1 — ванная сварка; 2 — центрирующая прокладка; 3 — коугт, устанавливаемый на монтаже; 4 — арматурные выпуски; 5 — бетон замоноличивания в подрезках; 6 — сетки косвенного армирования

же к середине высоты этажа, где изгибающие моменты от действия нагрузок приближаются к нулю и где улучшаются условия для монтажа колонн.

Многоэтажные монолитные и сборно-монолитные рамы. Армирование ригеля многоэтажной монолитной рамы аналогично армированию главной балки монолитного ребристого перекрытия. На крайней опоре ригель жестко соединен с колонной (рис. 15.10, а). При конструировании рамы предусматривают устройство швов бетонирования, что связано с временными перерывами в укладке бетона. Швы бетонирования в колоннах устраивают в уровне верха перекрытия. В этих местах из колонн нижележащего этажа выпускают концы арматуры для соединения с арматурой колонн вышележащего этажа (рис. 15.10, б).

Рис. 15.11. Схема несущего арматурного каркаса монолитной многоэтажной рамы

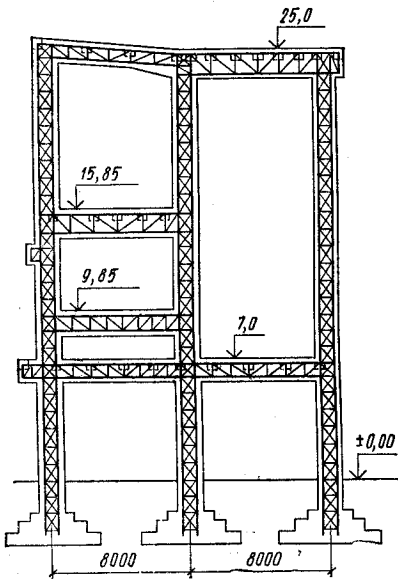
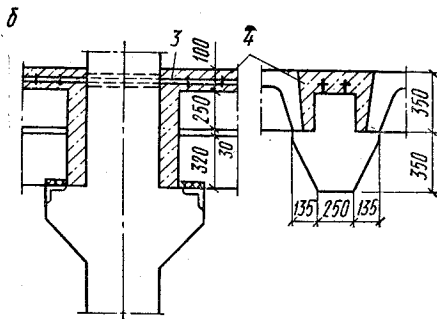
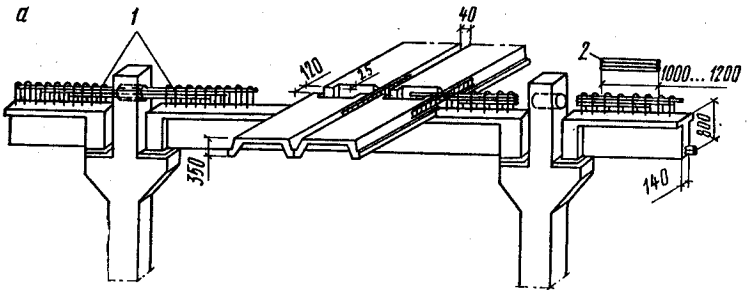


Рис. 15.12. Конструкция узлов сборно-монолитной многоэтажной рамы

а — до замоноличивания; б — после замоноличивания; 1 — монтажные стыки арматуры; 2 — коротыш; 3 — опорный стержень; 4 — зона добетонирования



Монолитные рамы больших пролетов и с большой высотой этажей целесообразно армировать несущими арматурными каркасами (рис. 15.11). В процессе строительства несущую арматуру используют вместо лесов для принятия нагрузки от опалубки, свежего бетона и всех монтажных устройств. После приобретения бетоном достаточной прочности несущая арматура включается в работу в составе железобетонного сечения конструкции.

Несущая арматура в период возведения сооружения до отвердения бетона работает как стальная конструкция. Поэтому на нагрузки, возникающие во время монтажа (вес бетона и опалубки, временный транспорт, давление ветра), ее рассчитывают по нормам проектирования металлических конструкций.

Опыты показали, что несущая арматура (жесткие профили и сварные пространственные арматурные каркасы) работает совместно с бетоном вплоть до разрушения. При этом прочность несущей арматуры и бетона используется полностью. Несущая способность железобетонных элементов с несущей арматурой не зависит от начальных напряжений в несущей арматуре, возникающих в стадии возведения.

Сборно-монолитные рамы выполняют с жесткими узлами. Ригель таврового сечения имеет выступающие сверху хомуты и открыто расположенную верхнюю опорную арматуру (рис. 15.12, а). Поверх ригеля уложены ребристые плиты с зазором между их торцами 120 мм. Жесткость узлового сопряжения ригеля с колонной обеспечивается соединением на опоре верхней арматуры ригеля. Для этой цели в колонне предусмотрено отверстие, через которое пропускают опорные стержни стыка. Для укладки плит ригель может иметь выступающие полочки (рис. 15.12, б). После монтажа сборных элементов, укладки и сварки опорной арматуры ригеля заполняют бетоном полости между плитами, а также зазоры между торцами ригеля и колонной, чем достигается замоноличивание рамы. При этом ригели благодаря совместной работе с плитами работают как тавровые сечения.

15.2. Практический расчет многоэтажных рам

15.2.1. Предварительный подбор сечений

Плоские рамы, расположенные с определенным шагом и связанные перекрытиями, образуют пространственный

блок рам с размерами в плане, равными расстоянию между температурными швами или наружными стенами. Вертикальные постоянные и временные нагрузки, а также горизонтальные ветровые нагрузки приложены одновременно ко всем рамам блока, поэтому пространственный характер работы в этих условиях не проявляется и каждую плоскую раму можно рассчитывать в отдельности на свою нагрузку.

Многоярусная железобетонная рама статически неопределима и для ее расчета необходимо предварительно подобрать сечения ригелей и стоек, определить их жесткости или установить отношение жесткостей. С этой целью используют примеры ранее запроектированных аналогичных конструкций или предварительно приближенно подбирают сечения. Высоту сечения ригеля определяют по формуле

$$h_0 = 18 \sqrt{M/R_b b}, \quad (15.1)$$

где $M=0,6\dots 0,7M_0$; здесь M_0 — изгибающий момент ригеля, вычисленный как для однопролетной свободно лежащей балки.

Площадь сечений колонн находят по приближенной формуле

$$A = (1,2\dots 1,5) N/R_b.$$

По результатам предварительного подбора сечений выполняют взаимную увязку сечений ригелей и стоек и округляют их размеры до унифицированных. Момент инерции сечений ригелей и стоек определяют как для сплошного бетонного сечения. При монолитных перекрытиях момент инерции ригелей определяют как для тавровых сечений с шириной полки, равной шагу рам.

15.2.2. Усилие от нагрузок

Многоярусные многопролетные рамы каркасных зданий имеют преимущественно однообразную (регулярную) расчетную схему с равными пролетами или со средним укороченным пролетом на оси симметрии, а также с одинаковой нагрузкой по ярусам (рис. 15.13, а). Узлы стоек таких рам, расположенные на одной вертикали, имеют примерно равные углы поворота и, следовательно, равные узловые моменты с нулевой точкой моментов в середине высоты этажа (рис. 15.13, б). Это дает основание расчленить многоярусную раму на ряд одноэтажных рам со стойками (колоннами) высотой, равной по-

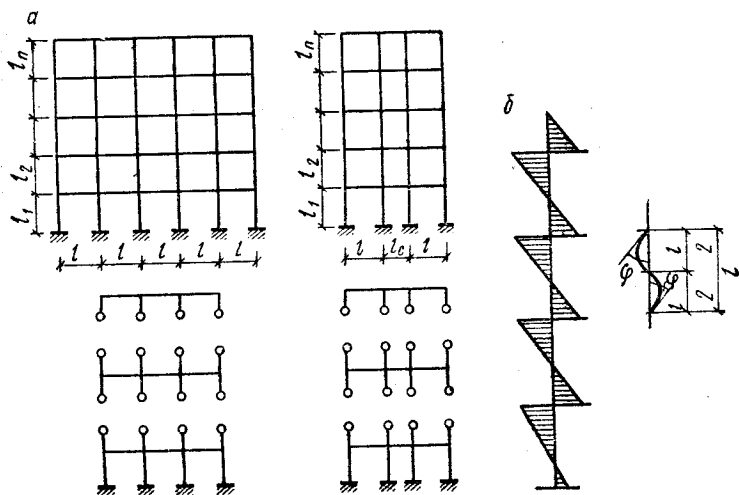


Рис. 15.13. Расчетные схемы многоэтажных рам (а) и эпюра моментов многоэтажной колонны (б)

ловине высоты этажа, с шарнирами по концам стоек кроме первого этажа.

На вертикальную нагрузку необходимо рассчитывать три одноэтажные рамы: верхнего, среднего и первого этажа. Если число пролетов рамы больше трех, раму практически заменяют трехпролетной рамой и полагают изгибающие моменты в средних пролетах многопролетной рамы такими же, как и в среднем пролете трехпролетной рамы.

При расчете по методу перемещений число неизвестных углов поворота равно числу узлов в одном ярусе рамы. Горизонтальным смещением при вертикальных нагрузках обычно пренебрегают. При расчете по методу сил в качестве неизвестных принимают опорные моменты ригелей одного яруса рамы и сводят задачу к решению трехчленных уравнений балки на упруговращающихся опорах. Расчет также можно выполнять по таблицам *прил. 11*. Если ригель рамы на крайних опорах шарнирно опирается на несущие наружные стены, расчет предусмотрен *табл. 1 прил. 11*. В таблицах опорные моменты ригелей рамы, имеющей колонны с одинаковыми сечениями

$$M = (\alpha g + \beta v) l^2,$$

где α , β — табличные коэффициенты, зависящие от схемы загрузки постоянной и временной нагрузками и от отношения суммы погонных жесткостей стоек, примыкающих к узлу, к погонной жесткости ригеля; g , v — постоянная и временная нагрузка на 1 м ригеля; l — пролет ригеля между осями колонн.

Изгибающие моменты в стойках для каждой схемы загрузки рамы определяют по разности опорных моментов ригелей в узле, распределяя ее пропорционально погонным жесткостям стоек.

Изгибающие моменты в пролетных сечениях ригелей, а также поперечные силы определяют обычными способами как в однопролетной балке с опорными моментами по концам, загруженной внешней нагрузкой.

При расчете рам целесообразно учитывать образование пластических шарниров и выравнивать изгибающие моменты для достижения экономического и производственного эффекта: облегчения сборных стыков, увеличения повторяемости элементов опалубки и арматуры, упрощения армирования монтажных узлов, облегчения условий бетонирования их и т. п. Для этого раму (как и ригель балочного перекрытия) рассчитывают на действие постоянной нагрузки и временной нагрузки при различных загрузках как упругую систему. Затем для каждого из загрузок строят свою добавочную эпюру моментов, которую суммируют с эпюрой упругой системы.

Значение выравненного момента не оговаривается, но для его определения следует выполнить расчеты по предельным состояниям второй группы. Практически необходимо, чтобы выравненный момент в расчетном сечении составлял не менее 70 % момента в упругой схеме.

В рамных конструкциях целесообразно намечать места образования пластических шарниров на опорах ригелей и уменьшать опорные моменты. При допущении, что рама рассчитана как упругая система, для определенного нагружения получена эпюра моментов (рис. 15.14, а). Если теперь для этого же нагружения строить добавочную эпюру моментов, то добавочный опорный момент ΔM будет заданной величиной. Вследствие этого рассматриваемую раму и систему канонических уравнений расчленяют на две более простые системы с меньшим числом неизвестных (рис. 15.14, б). Выравненная эпюра M ригелей рамы изображена на рис. 15.14, в.

При упрощенном способе выравнивания моментов ригели многоэтажных и многопролетных рам загружают

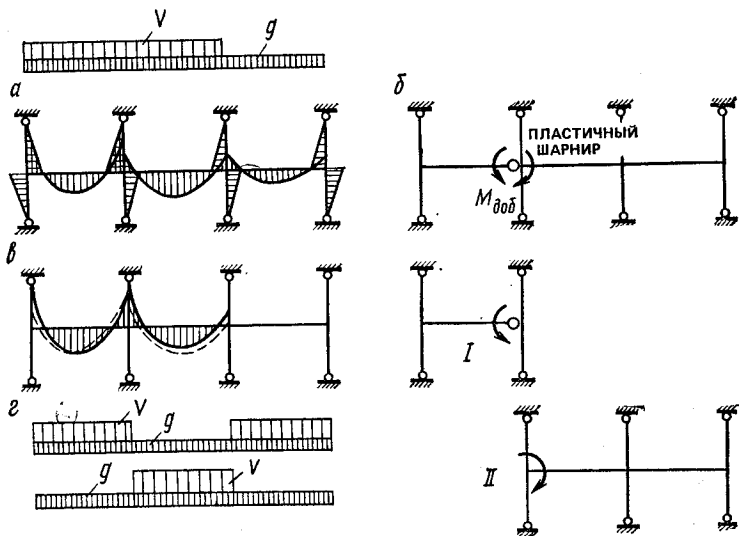


Рис. 15.14. К расчету многоэтажных рам на вертикальные нагрузки по выравненным моментам

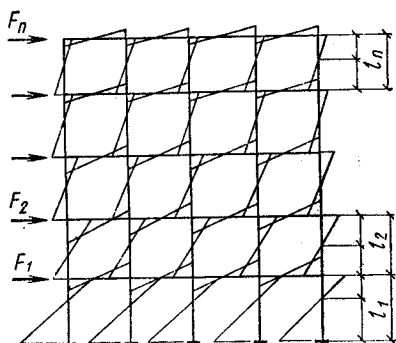


Рис. 15.15. К расчету многоэтажных рам на горизонтальные нагрузки

временной нагрузкой через пролет и постоянной нагрузкой во всех пролетах; при этом получают эпюру моментов с максимальными моментами в загруженных пролетах и на стойках, которую принимают в качестве выравненной эпюры моментов (рис. 15.14, б). Опорные моменты ригелей в такой эпюре при отношениях интенсивности временной и постоянной нагрузок $v/g \leq 5$ обычно составляют не менее 70 % максимального момента в упру-

гой схеме. В расчете по выравненным моментам необходимо, чтобы в сечениях стоек рам момент продольной силы относительно центра тяжести сжатой зоны составлял не менее 70 % соответствующего момента в упругой схеме, а в сечениях стоек рам, работающих по случаю 2, кроме того, воспринималась полная продольная сила и, по крайней мере, половина изгибающего момента в упругой схеме.

Расчет на горизонтальные (ветровые) нагрузки выполняют приближенным методом. Распределенную горизонтальную нагрузку заменяют сосредоточенными силами, приложенными к узлам рамы (рис. 15.15). Нулевую точку эпюры моментов стоек всех этажей рамы, кроме первого, считают расположенной в середине высоты этажа, а в первом этаже (при защемлении стоек в фундаменте) — на расстоянии $2/3$ высоты, считая от места защемления.

Ярусные поперечные силы рамы

$$Q_1 = F_1 + F_2 + \dots + F_n;$$

$$Q_2 = F_2 + F_3 + \dots + F_n \text{ и т. д.};$$

они распределяются между отдельными стойками пропорционально жесткостям

$$Q = Q_k \left(B / \sum_1^m B_i \right); \quad (15.2)$$

где B — жесткость сечения стойки; m — число стоек в ярусе.

Крайние стойки рамы, имеющие меньшую степень защемления в узле, чем средние стойки (поскольку к крайнему узлу ригель примыкает только с одной стороны), воспринимают относительно меньшую долю ярусной поперечной силы, что учитывают в расчете условным уменьшением жесткости крайних стоек, умножая на коэффициент $\beta < 1$, равный:

для 1 этажа	0,9
для всех остальных этажей при i/i_{inf} :	
0,25	0,54
0,5	0,56
1	0,62
2	0,7
3	0,75
4	0,79

Здесь $i = B/l$ — погонная жесткость ригеля крайнего пролета; i_{inf} — погонная жесткость крайней стойки, примыкающей к узлу снизу.

По найденным поперечным силам определяют изгибающие моменты на стойках всех этажей, кроме первого:

$$M = Ql/2. \quad (15.3)$$

Для первого этажа изгибающий момент стойки в верхнем и нижнем сечениях

$$M = Ql/3; \quad M = 2Ql/3. \quad (15.4)$$

При определении опорных моментов ригелей суммарный момент в узле рамы от выше и ниже расположенных стоек распределяется между ригелями пропорционально их погонным жесткостям. В крайнем узле момент ригеля равен сумме моментов стоек.

15.2.3. Расчетные усилия и подбор сечений

На основании эпюр моментов и поперечных сил рамы от различных загрузений строят огибающие эпюры M и вычисляют соответствующие им продольные силы стоек N для основных и дополнительных сочетаний нагрузок.

Для расчетных сечений по огибающим эпюрам должны быть найдены значения M_{\max} и M_{\min} и соответствующие им значения N , а также N_{\max} и соответствующие им значения M . Расчетные усилия могут быть найдены также составлением таблицы, куда вписывают значения усилий, соответствующие отдельным загрузениям. Расчетными сечениями для ригелей являются сечения на опорах и в пролете, для колонн — сечения вверху, внизу и, кроме того, для высоких колонн — одно-двух промежуточных сечениях по высоте.

Сечение ригелей и стоек подбирают как для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов. Если моменты имеют разные знаки, но близки по значению, сечения армируют симметричной арматурой. Расчетную длину стоек принимают (при числе пролетов не менее двух, жестком соединении ригелей с колоннами): сборных — $l_0 = l$, монолитных — $l_0 = 0,7 l$.

Для расчета усилий многоэтажных рам с применением ЭВМ имеются разработанные программы.

15.3. Конструкции многоэтажных гражданских зданий

15.3.1. Конструктивные схемы зданий

Общие сведения. Многоэтажные гражданские каркасные и панельные (бескаркасные) здания для массового строительства проектируют высотой 12...16 этажей, а в ряде случаев — 20 этажей и более. Сетка колонн, шаг несущих стен и высоту этажей выбирают в соответствии с требованиями типизации элементов конструкций и унификации габаритных параметров. Конструктивные схемы зданий, возводимых из сборных элементов, характерны постоянством геометрических размеров по высоте, регулярностью типовых элементов конструкций, четким решением плана.

Каркасные конструкции. Их применяют для различных административных и общественных зданий с большими помещениями, редко расположенными перегородками, а в некоторых случаях и для жилых домов высотой более 25 этажей. Основными несущими конструкциями многоэтажного каркасного здания в гражданском строительстве являются железобетонные рамы, вертикальные связевые диафрагмы и связывающие их междуэтажные перекрытия.

При действии горизонтальных нагрузок совместная работа разнотипных вертикальных конструкций в многоэтажном здании достигается благодаря высокой жесткости при изгибе в своей плоскости междуэтажных перекрытий, работающих как горизонтальные диафрагмы. Сборные перекрытия в результате закладных деталей и замоноличивания швов между отдельными плитами также обладают высокой жесткостью при изгибе в своей плоскости.

Важнейшим условием достижения высоких эксплуатационных качеств многоэтажного здания является обеспечение его надежного сопротивления горизонтальным нагрузкам и воздействиям. Необходимую пространственную жесткость такого здания достигают различными вариантами компоновки конструктивной схемы, в основном отличающимися способами восприятия горизонтальных нагрузок.

Например, при поперечных многоэтажных рамах и поперечных вертикальных связевых диафрагмах горизон-

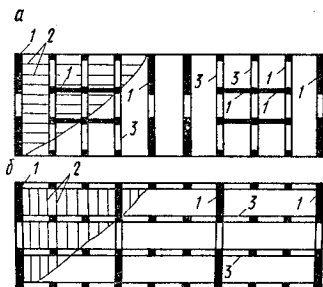


Рис. 15.16. Конструктивные планы каркасных многоэтажных гражданских зданий

а — с поперечными рамами; *б* — с продольными рамами; 1 — связевые диафрагмы; 2 — панели перекрытий; 3 — ригели рам

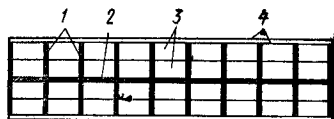


Рис. 15.17. Конструктивный план панельного здания

1 — поперечные несущие панели стен; 2 — продольные несущие панели стен; 3 — плиты перекрытия; 4 — навесные панели ограждающих стен

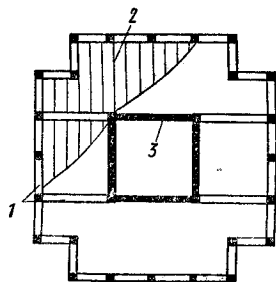


Рис. 15.18. Конструктивный план многоэтажного каркасного здания с центральным ядром жесткости

1 — ригели рам; 2 — плиты перекрытия; 3 — ядро жесткости

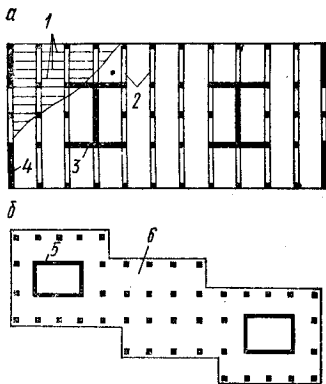


Рис. 15.19. Конструктивные планы многоэтажных каркасных зданий

а — с двумя ядрами жесткости; *б* — с двумя ядрами жесткости, сложной конфигурации, возводимые методом подвеса перекрытий; 1 — плиты перекрытия; 2 — ригели рам; 3 — ядро жесткости двутаврового профиля; 4 — связевые диафрагмы; 5 — замкнутое ядро жесткости; 6 — монолитное безбалочное перекрытие

тальные нагрузки воспринимаются вертикальными конструкциями совместно и каркасное здание в поперечном направлении работает по рамно-связевой системе, при этом в продольном направлении при наличии только вертикальных связевых диафрагм здание работает по связевой системе (рис. 15.16, а).

При поперечном расположении вертикальных связевых диафрагм и продольном расположении многоэтажных рам здание в поперечном направлении работает по связевой системе, а в продольном направлении — по рамной системе (рис. 15.16, б). Конструктивная схема каркаса при шарнирном соединении ригелей с колоннами будет связевой в обоих направлениях.

В строительстве многоэтажных каркасных зданий применяют различные конструктивные схемы: связевые в обоих направлениях или же рамно-связевые в одном направлении и связевые в другом. Для возведения в сейсмических районах страны зданий в монолитном железобетоне применяют системы рамно-связевые и рамные.

Панельные конструкции. Их применяют для жилых домов, гостиниц, пансионатов и других аналогичных зданий с часто расположенными перегородками и стенами. В панельных зданиях основными несущими конструкциями служат вертикальные диафрагмы, образованные панелями внутренних несущих стен, расположенными в поперечном или продольном направлении, и связывающие их междуэтажные перекрытия. Панели наружных стен навешивают на торцы панелей несущих стен. Многоэтажное панельное здание как в поперечном, так и в продольном направлениях воспринимает горизонтальную нагрузку по связевой системе (рис. 15.17). Возможны другие конструктивные схемы многоэтажных зданий. К ним относятся, например, каркасное здание с центральным ядром жесткости, в котором в качестве вертикальных связевых диафрагм используют внутренние стены заблокированных лифтовых и вентиляционных шахт, лестничных клеток (рис. 15.18); здание с двумя ядрами жесткости открытого профиля — в виде двутавров (рис. 15.19, а); здание с двумя ядрами жесткости и сложной конфигурацией в плане, позволяющей индивидуализировать архитектурное решение (рис. 15.19, б). В описанных конструктивных схемах зданий горизонтальные воздействия воспринимаются по рамно-связевой или связевой системе.

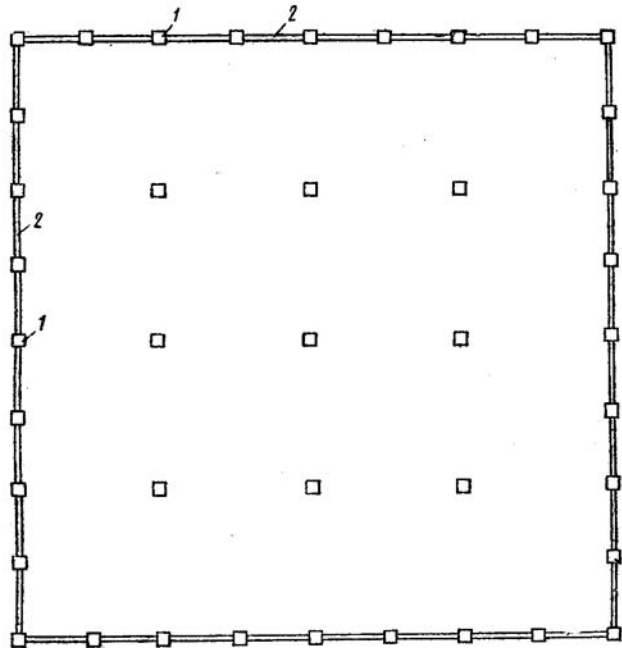


Рис. 15.20. Многоэтажное здание с внешней коробкой рамной конструкции

1 — колонна; 2 — ригели

В зданиях с центральным ядром жесткости в целях обеспечения удобной свободной планировки сетку колонн укрупняют, в ряде решений внутренние колонны исключают и элементы перекрытий опирают на наружные колонны и внутреннее ядро жесткости. Ригели перекрытий пролетом 12...15 м проектируют предварительно напряженными, шарнирно связанными с колоннами, панели перекрытий — пустотными или коробчатыми. Горизонтальное воздействие на здание воспринимается по связевой системе.

В зданиях с двумя ядрами жесткости и сложной конфигурацией в плане перекрытия выполняют монолитными в виде безбалочной бескапитальной плиты. Возводят такие здания методом подъема (перекрытий или этажей). При этом методом полигоном для изготовления перекрытий поднимаемых элементов служит перекрытие

над подвалом. Перекрытия бетонируют одно над другим в виде пакета с разделяющими прослойками. В местах, где проходят колонны, в них оставляют отверстия, окаймленные стальными воротниками, заделанными в бетоне. В проектное положение перекрытие поднимают с помощью стальных тяжей и гидравлических домкратов, установленных на колоннах верхнего яруса. После подъема перекрытия в проектное положение стальные воротники крепят к стальным деталям колонн на сварке. При этой конструктивной схеме восприятие горизонтального воздействия на здание осуществляется по связевой системе, а при обеспечении конструктивной связи на опорах плит перекрытий с колоннами — по рамно-связевой системе, в которой ригелями служат безбалочные плиты.

Весьма перспективной является конструктивная схема многоэтажного каркасного здания, в которой горизонтальные нагрузки воспринимаются внешней железобетонной коробкой рамной конструкции (рис. 15.20), внутренние ядра жесткости и вертикальные связевые диафрагмы исключены. Перенос вертикальных несущих конструкций на внешний контур здания и восприятие горизонтальной нагрузки внешней пространственной рамой существенно повышает боковую жесткость высокого здания, обеспечивает снижение материалоемкости и трудоемкости конструкции.

15.3.2. Основные вертикальные конструкции

Многоэтажные рамы высотой до 16 этажей имеют колонны постоянного сечения по всей высоте здания (рис. 15.21, а). Увеличение несущей способности колонн нижних этажей достигают повышением класса бетона, процента армирования, применением жесткой арматуры. Элементы сборных колонн в целях снижения трудоемкости на монтаже выполняют размером на 2...4 этажа.

Комбинированные вертикальные связевые диафрагмы, состоящие из сплошной и рамной частей, сохраняют регулярную структуру — размеры элементов и пролетов ригелей — по всей высоте здания (рис. 15.21, б). Вертикальные связевые диафрагмы с проемами и ядра жесткости имеют железобетонные перемычки, жестко связанные на опорах с простенками, и также сохраняют регулярную структуру по всей высоте здания (рис. 15.21, в).

Стыки ригелей с колоннами выполняют жесткими на

Рис. 15.21. Основные вертикальные конструкции многоэтажных зданий

а — многоэтажные регулярные рамы;
б — связевые комбинированные диафрагмы;
в — связевые диафрагмы с проемами

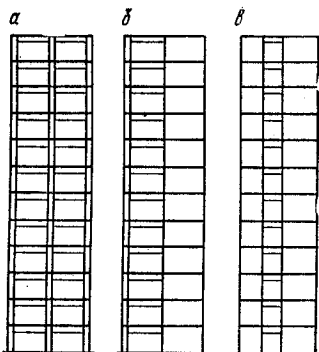
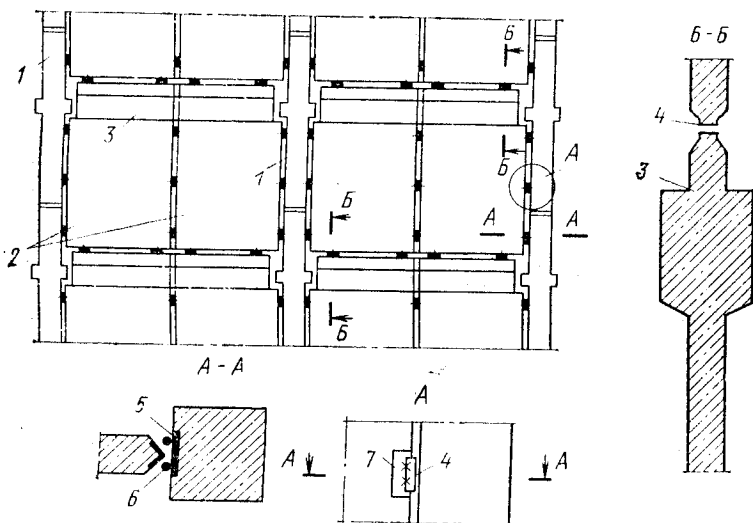


Рис. 15.22. Соединение элементов вертикальной связевой диафрагмы

1 — колонны каркаса здания; *2* — панели диафрагмы; *3* — полки для опирания панелей перекрытий; *4* — монтажная сварка; *5* — закладные детали колонн; *6* — стыковые стержни; *7* — закладные детали панелей диафрагмы



консолях, бесконсольными и шарнирными (см. гл. 11). При жестком соединении ригелей с колоннами существенно повышается общая жесткость многоэтажного здания и достигается экономия металла на армирование ригелей (по условиям прочности, трещиностойкости и предельных прогибов).

Элементами сборных вертикальных связевых диафрагм в одном из возможных решений являются колон-

ны каркаса и панели с полками для опирания плит перекрытий (рис. 15.22). Элементы соединяют сваркой закладных деталей и замоноличиванием. Горизонтальные стыки панелей, если не возникают растягивающие напряжения, осуществляют на растворных швах.

Вертикальные связевые конструкции в виде ядер жесткости чаще выполняют монолитными в скользящей опалубке, так как в сборных ядрах жесткости элементы стенок малоповторяемы; кроме того, из-за значительных сдвигающих усилий, возникающих в углах стенок, на монтаже увеличивается объем сварочных работ.

Монолитные ядра жесткости армируют вертикальными пространственными каркасами, которые на монтаже стыкуют соединительными стержнями (рис. 15.23). Перемычки над проемами армируют горизонтальными каркасами. Продольную и поперечную арматуру ядер жесткости и перемычек назначают по расчету. Толщину стенок ядер жесткости также устанавливают по расчету (обычно 200...400 мм). По условиям технологии возведения в скользящей опалубке наименьшая толщина стенок — 200 мм. Стены и перемычки ядер жесткости могут быть предварительно напряженными. Для монолитных ядер жесткости применяют бетон классов В15, В25.

Панели внутренних несущих стен в панельных зданиях по условиям требуемой звукоизоляции выполняют толщиной 140...180 мм из тяжелого бетона. При такой толщине обеспечивается несущая способность этих панелей в зданиях высотой до 16 этажей. Несущую способность панелей стен зданий большей высоты увеличивают, применяя в нижних этажах бетон более высокого класса и увеличивая толщину железобетонных панелей.

Панели несущих стен армируют конструктивной вертикальной арматурой у каждой поверхности панели в количестве 30 мм^2 на 1 м длины горизонтального сечения панели. Площадь сечения горизонтальной распределительной арматуры у каждой грани должна составлять не менее 3 мм^2 на 1 м вертикального сечения. Железобетонные панели несущих стен армируют двойной вертикальной арматурой так, чтобы у каждой поверхности минимальный процент армирования горизонтальных сечений при бетоне класса В15 составлял 0,1, а при бетоне класса В25 или В30 — 0,15. Чтобы повысить сопротивление опорных сечений железобетонных панелей (с целью компенсации обрываемой продольной арматуры), при-

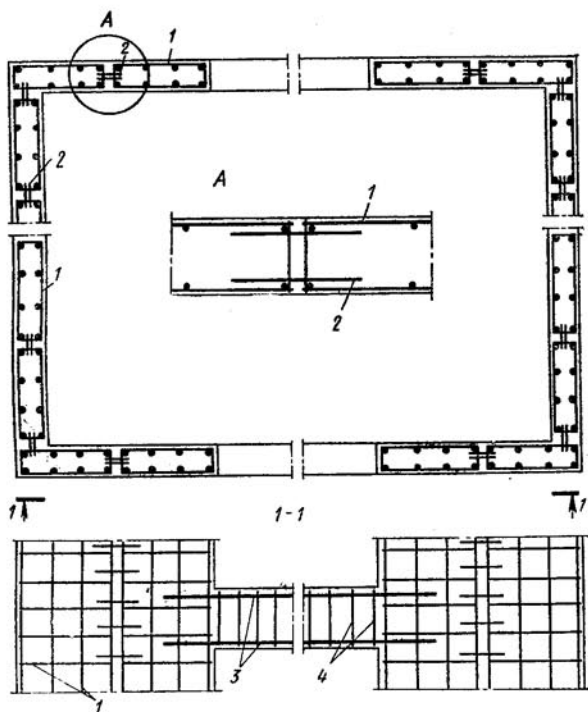


Рис. 15.23. Схема конструирования арматуры монолитного ядра жесткости

1 — арматурный пространственный каркас; 2 — соединительные стержни; 3 — продольная арматура перемычки; 4 — поперечная арматура перемычки

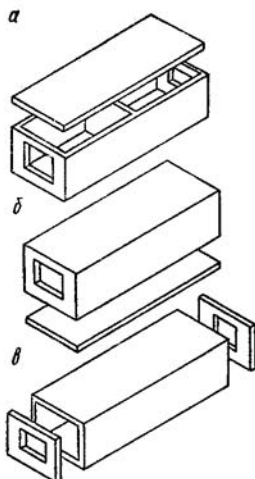


Рис. 15.24. Виды объемных блоков конструкции многоэтажного жилого дома

а — блок-стакан; б — блок-колпак; в — блок-труба

меняют косвенное армирование приопорных участков сетками.

Дальнейшим усовершенствованием конструкции панельного здания является конструкция из железобетонных объемных блоков с полной внутренней отделкой на комнату или на квартиру, изготовленных на заводе. Такая конструкция имеет самую высокую заводскую законченность и требует минимальных трудовых затрат на монтаже. В зависимости от технологии изготовления различают объемные блоки трех типов: блок-стакан с отдельной панелью потолка, блок-колпак с отдельной панелью пола и блок-труба (рис. 15.24). Объемные блоки перечисленных типов изготавливают на заводах монолитными или сборными из отдельных панелей. Способ опирания блоков один на другой предопределяет характер работы конструкции здания под нагрузкой. При полосовом опирании блоков на растворный шов создается конструктивная схема панельного здания с несущими стенами, работающими на сжатие; при точечном опирании на углы или внутренние пилястры — конструктивная схема здания с несущими стенами, работающими в своей плоскости на изгиб.

15.4. Расчетные схемы и нагрузки

15.4.1. Расчетные схемы

Расчетные схемы многоэтажных каркасных и панельных зданий устанавливают в зависимости от их конструктивных схем и способа восприятия горизонтальных нагрузок — по рамной, рамно-связевой или связевой системе. Междуетажные перекрытия рассматривают как жесткие, не деформирующие при изгибе в своей плоскости горизонтальные связевые диафрагмы. Об учете в необходимых случаях влияния изгиба перекрытий в своей плоскости см. подглаву 15.10.

Расчетной схемой многоэтажного многопролетного каркасного здания, работающего по рамной системе, является многоэтажная рама, жесткости ригелей и стоек которой равны соответствующим суммарным жесткостям всех рам здания (рис. 15.25, а).

Расчетные схемы рамно-связевых систем отражают совместную работу многоэтажных рам и различных вертикальных диафрагм: сплошных комбинированных и с

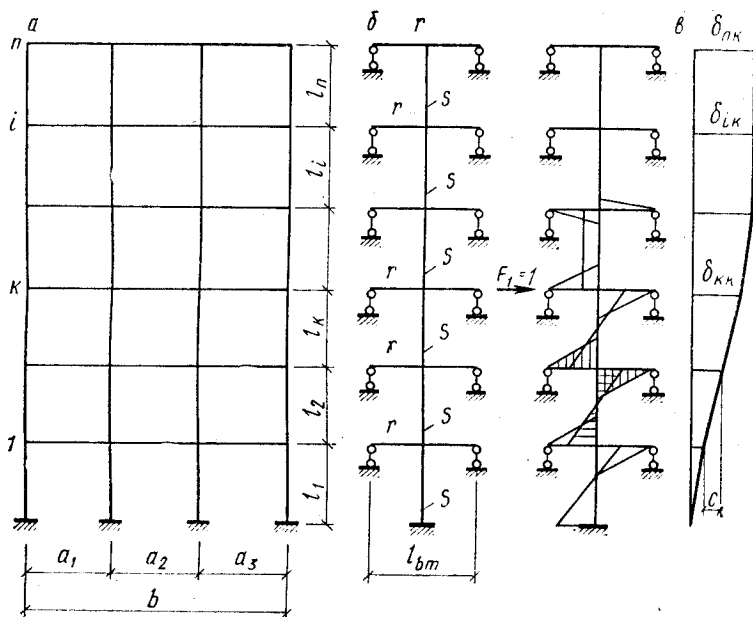


Рис. 15.25. Расчетные схемы (а, б) и перемещения многоэтажной рамы (в)

проемами (рис. 15.26). Вертикальные конструкции, в действительности расположенные в здании параллельно друг другу, изображают стоящими рядом в одной плоскости и соединенными стержнями-связями, поскольку горизонтальные перемещения их в каждом уровне равны. Роль стержней-связей между многоэтажной рамой и вертикальной диафрагмой выполняют междуэтажные перекрытия. Эти стержни-связи считаются несжимаемыми и нерастяжимыми. Жесткость вертикальной диафрагмы в расчетной схеме принимают равной суммарной жесткости соответствующих вертикальных диафрагм блока здания.

Расчетные схемы связевых систем отражают совместную работу вертикальных диафрагм многоэтажных каркасных или панельных зданий в различных сочетаниях: сплошных и с проемами, с одним и несколькими рядами проемов (рис. 15.27). В этих расчетных схемах вертикальные диафрагмы, в действительности распо-

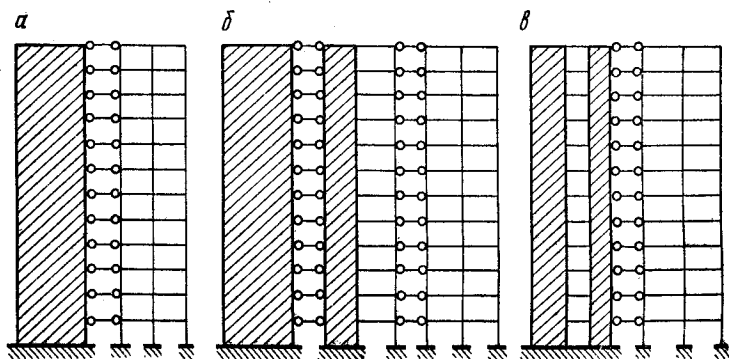


Рис. 15.26. Расчетные схемы рамно-связевых систем с диафрагмами
а — сплошной; б — сплошной и комбинированной; в — с проемами

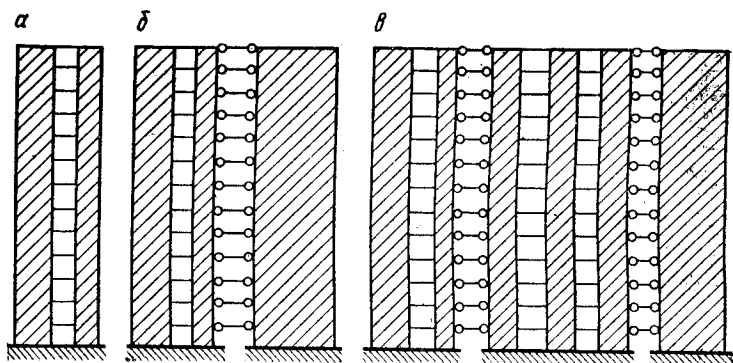


Рис. 15.27. Расчетные схемы связевых систем
а — с проемами; б — с проемами и сплошными диафрагмами; в — с разнотипными диафрагмами

женные в здании параллельно друг другу, изображаются стоящими рядом в одной плоскости и соединенными стержнями-связями.

Влиянием продольных деформаций ригелей и перемычек ввиду малости значений пренебрегают. Также пренебрегают деформацией сдвига стоек рам и вертикальных диафрагм. Отношение высоты сечения вертикальной диафрагмы к ее длине обычно составляет $h/H_0 \leq \leq 1/4$.

В расчетных схемах многоэтажных зданий регулярной структуры с постоянными по высоте значениями жесткости элементов дискретное расположение ригелей, перемычек, стержней-связей заменяют непрерывным (континуальным) расположением, сохраняя дискретное расположение простенков диафрагм. В этой системе сосредоточенные в уровне перекрытий горизонтальные силы заменяют распределенной нагрузкой и расчетную высоту зданий принимают

$$H = H_0 n / (n - 0,5), \quad (15.5)$$

где H_0 — высота здания от заделки в основании до оси ригеля верхнего этажа; n — число этажей (при $n \geq 16$ можно принять $H_0 = H$).

15.4.2. Расчетные нагрузки

Расчетную ветровую нагрузку для зданий высотой 12 этажей и более (40 м и более) при расчете прочности определяют с учетом динамического воздействия пульсаций скоростного напора, вызванных порывами ветра. Кроме того, должна быть выполнена проверка ускорения колебаний многоэтажного здания при порывах ветра, которое ограничивается $a \leq 150$ мм/с².

Прогибы многоэтажного здания определяют от действия нормативной ветровой нагрузки. Прогиб верхнего яруса каркасного здания ограничивается по нормам значением, равным $f \leq H/500$.

Горизонтальную ветровую нагрузку (увеличивающуюся кверху) при расчете многоэтажных зданий заменяют эквивалентной, равномерно распределенной, или же эквивалентной нагрузкой, распределенной по трапеции. При равномерно распределенной нагрузке получают более компактные расчетные формулы и практически точные значения перемещений и усилий в расчетных сечениях. Эквивалентную, равномерно распределенную ветровую нагрузку определяют по моменту в основании

$$p = 2M_{act}/H^2, \quad (15.6)$$

где M_{act} — момент в основании от фактической ветровой нагрузки.

15.4.3. Обозначения

Обозначения жесткости, усилий и перемещений при изложении теории расчета многоэтажных зданий содержат индексы на основе латинских корней в соответствии

с международным стандартом № 3898 «Обозначения и основные символы»: *bm* — балка, ригель; *cm* — комбинированная; *dg* — диафрагма; *fl* — перекрытие; *fr* — рама; *ft* — фундамент; *jn* — стык; *lt* — перемычка; *pc* — сборный; *st* — система; *col* — колонна.

15.5. Рамные системы

15.5.1. Сдвиговая жесткость многоэтажной рамы

Расчет горизонтальных перемещений, как показали исследования, можно выполнять инженерным методом — допустив равенство углов поворота узлов яруса многоэтажной рамы и приняв соответствующую расчетную схему, изображенную на *рис. 15.25, б*, в которой *s* — сумма погонных жесткостей стоек этажа; *r* — сумма жесткостей ригелей этажа, деленная на усредненный пролет ригелей l_{bm} (возможна сумма погонных жесткостей ригелей этажа); *l* — длина стойки; *n* — число этажей.

Перемещения многоэтажных рам от горизонтальных нагрузок, приложенных одновременно по всем этажам

$$y = \delta_{r1} F_1 + \delta_{r2} F_2 + \dots + \delta_{rn} F_n.$$

Перемещения рамы при числе этажей $n \geq 6$, если принять во внимание, что ярусные поперечные силы

$$Q_k = \sum_{i=k}^n F_i, \quad i \geq k,$$

можно определить как сумму поэтажных линейных перекосов (взаимных смещений концов стоек):

$$y = \sum_{i=1}^k \Delta_i; \quad (15.7)$$

$$\Delta_i = Q_i c_i; \quad (15.8)$$

$$y = \sum_{i=1}^k Q_i c_i; \quad (15.9)$$

где c_i — линейный перекоп яруса от единичной силы, приложенной в одном из верхних этажей.

Для многоэтажной рамы регулярной структуры с постоянными по высоте погонными жесткостями *s*, *r* и одинаковой высотой этажей *l* линейный перекоп от $F=1$ можно найти умножением самой на себя эпюры момен-

тов на заштрихованных участках (см. рис. 15.25, б). Тогда

$$c = \Sigma \int (\overline{M}^2 dx/B). \quad (15.10)$$

После перемножения эпюр получают

$$c = l^2 (s^{-1} + r^{-1})/12. \quad (15.11)$$

Сдвиговая жесткость многоэтажной рамы — это горизонтальная сила K , при которой угол перекоса равен единице (см. рис. 15.25, в):

$$\psi = Kc/l = 1;$$

$$\text{отсюда } K = l/c \quad (15.12)$$

$$\text{или } K = 12/[l(s^{-1} + r^{-1})]. \quad (15.13)$$

При числе этажей $n \geq 6$ применяют дискретно-континуальный метод, согласно которому сосредоточенная нагрузка заменяется распределенной $p(x)$, сосредоточенные по высоте связи (ригели) — распределенными, а суммирование в (15.9) — интегрировании. Тогда перемещение.

$$y = \int_0^x Q_0 (c/l) dx = \int_0^x (Q_0/K) dx, \quad (15.14)$$

где Q_0 — поперечная сила от распределенной нагрузки; x — координата горизонтального сечения рамы.

Последовательным дифференцированием выражения (15.14) находят:

$$Ky' = Q_0; \quad (15.15)$$

$$Ky'' = -p(x). \quad (15.15, a)$$

Следовательно, при изгибе многоэтажной рамы зависимость между горизонтальным перемещением и поперечной силой выражается первой производной, а кривизна y'' с точностью до постоянного множителя K равна внешней нагрузке со знаком минус.

Линия 1 общего изгиба стоек (эпюра смещений ярусов рамы) обращена вогнутостью в сторону начального положения как у системы, работающей на сдвиг, а линия 2 местного изгиба стоек располагается вокруг линии 1, отклоняясь в пределах каждого этажа в ту и другую сторону (рис. 15.28). В случаях, когда стойки обладают жесткостью, значительно превышающей жесткость ригелей, характер их общего изгиба меняется — см. линию 3; при этом поперечная сила — Vy''' , зависящая от

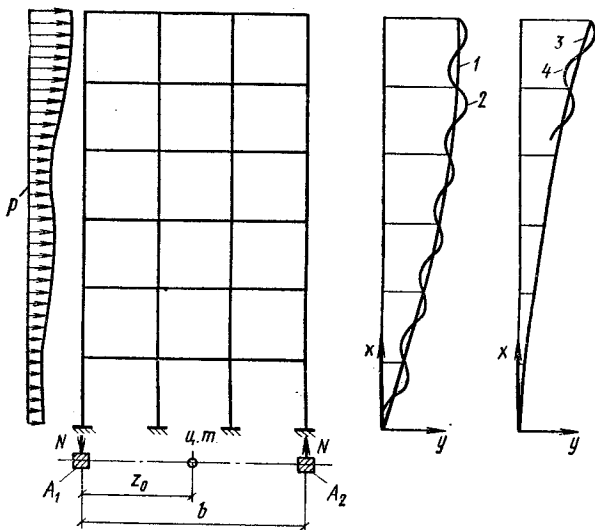


Рис. 15.28. Перемещения многоэтажной рамы

1 — линия общего изгиба стоек многоэтажной рамы; деформирующейся как сдвиговая система; 2 — линия местного изгиба стоек; 3 — линия общего изгиба стоек с жесткостью, значительно превышающей жесткость ригелей; 4 — то же местного изгиба

суммарной изгибной жесткости стоек $B = \Sigma B_j$, становится весьма существенной. Кроме того, под влиянием деформаций удлинения и укорочения крайних стоек от продольных сил N происходит изгиб рамы как вертикальной консольной конструкции, у которой расстояние между крайними стойками-пооясами равно b , а изгибная жесткость — B_0 . В средних стойках многопролетной рамы с малоотличающимися пролетами продольные силы незначительны, так как они равны разности поперечных сил ригелей. Дополнительный угол поворота стоек от момента продольной силы в вертикальной конструкции $M = Nb$ в предположении плоского поворота рамы

$$\int_0^x (\bar{M} M / B_0) dx = (b / B_0) \int N dx.$$

Тогда выражение поперечной силы при учете деформаций стоек от продольных сил

$$K [y' + (b / B_0) \int N dx] = Q_0. \quad (15.16)$$

15.5.2. Общее уравнение многоэтажной системы

Уравнение равновесия поперечных сил в горизонтальном сечении системы

$$-By''' + Ky' + (Kb/B_0) \int_0^x N dx = Q_0. \quad (15.17)$$

Значение N находят из уравнения равновесия моментов в том же горизонтальном сечении

$$N = (M_0 - M)/b = (M_0 + By'')/b, \quad (15.18)$$

где M_0 — момент внешней нагрузки в уровне x ; $M = -By'''$ — суммарный изгибающий момент стоек рамы.

После подстановки в (15.17) значения N находят

$$By'''' - K\nu^2 y' - (K/B_0) \int_0^x M_0 dx + Q_0 = 0,$$

а после дифференцирования по x получают

$$By'''' - K\nu^2 y'' - KM_0/B_0 - p(x) = 0. \quad (15.19)$$

Уравнение многоэтажной системы в перемещениях (15.19) является общим; на его основе решаются системы рамные, рамно-связевые, а также связевые с диафрагмами, имеющими проемы.

Если в уравнении (15.19) подставить значение $By'' = -M$, получится моментное дифференциальное уравнение второго порядка, если же учесть, что $By'' = -M = -(M_0 - bN)$ и что $M_0' = -p(x)$, получится уравнение второго порядка относительно продольных сил*:

$$N'' - K(1/B + 1/B_0)N + KM_0/bB = 0. \quad (15.20)$$

Вводя для увеличенного в B раз перемещения y обозначение $\omega = By$ из (15.19) получают

$$s_2^2 \omega'''' - \omega'' - (1 - 1/\nu^2) M_0 - s_2^2 p(x) = 0. \quad (15.21)$$

В этом уравнении линейная характеристика

$$s_2 = \sqrt{B/K\nu^2}; \quad (15.22)$$

$$\nu^2 = 1 + B/B_0. \quad (15.23)$$

Решение уравнения (15.21) имеет вид

$$\omega = C_1 + C_2 s_2 \varphi + C_3 \operatorname{ch} \varphi + C_4 \operatorname{sh} \varphi + C_0, \quad (15.24)$$

* Уравнение составного стержня, полученное А. Р. Ржаницыным,

где C_i — постоянные интегрирования, зависящие от краевых условий; C_0 частное решение, зависящее от вида нагрузки; $\varphi = x/s_2$ — безразмерная координата.

Характеристика жесткости при $x = H$

$$\lambda = H/s_2 = H \sqrt{Kv^2/B}. \quad (15.25)$$

15.5.3. Перемещения многоэтажной рамы

Для обычных рамных конструкций с относительно малым влиянием изгибной жесткости стоек B первым членом уравнения (15.19) пренебрегают, тогда

$$Ky'' + KM_0/B_0 + p(x) = 0; \quad (15.26)$$

здесь $v^2 = 1$, поскольку принято, что $B = 0$.

После двукратного интегрирования уравнения (15.26), определения постоянных интегрирования с учетом краевых условий $y(0) = 0$ и $Ky'(0) = Q_0(0)$ при равномерно распределенной нагрузке $p = p(x)$ и значении момента внешней нагрузки $M_0 = -0,5p(H-x)^2$ получают уравнение перемещений многоэтажной рамы

$$y = (pH^2/2K)/(2\xi - \xi^2) + (pH^4/8B_0)(2\xi^2 - 4\xi^3/3 + \xi^4/4), \quad (15.27)$$

где $\xi = x/H$ — безразмерная координата.

При $\xi = 1$ прогиб верхнего яруса рамы

$$f = pN^2/2K + pH^4/8B_0 = (pH^2/2K) (1 + \lambda_{fr}^2/4), \quad (15.28)$$

где λ_{fr} — характеристика жесткости рамы при учете влияния продольных сил стоек;

$$\lambda_{fr} = H \sqrt{K/B_0}. \quad (15.29)$$

Как показали исследования, если $\lambda_{fr} < 0,7$, влиянием деформаций стоек от продольных сил можно пренебречь.

Для определения изгибной жесткости B_0 обозначают: A_1, A_2 — суммарные площади сечений левых и правых крайних стоек этажа; z_0 — расстояние от оси левых стоек до центра тяжести горизонтального сечения (см. рис. 15.28).

Тогда

$$z_0 = A_2 b / (A_1 + A_2) = b / (1 + A_1/A_2); \quad (15.30)$$

момент инерции горизонтального сечения

$$I_0 = A_1 z_0^2 + A_2 (b - z_0)^2 = A_1 b^2 / (1 + A_1/A_2); \quad (15.31)$$

изгибная жесткость рамы

$$B_0 = E_b A_1 b^2 / (1 + A_1/A_2); \quad (15.32)$$

изгибная жесткость при $A_1 = A_2 = A$ симметричной рамы

$$B_0 = E_b A b^2 / 2. \quad (15.33)$$

Следовательно жесткость B_0 зависит от осевой жесткости стоек $E_b A$.

15.5.4. Податливость стыков

Податливость или деформативность стыков сборных железобетонных элементов приводит к некоторому снижению жесткости и увеличению горизонтальных прогибов многоэтажного каркасного здания. Стыки ригелей и стоек вследствие неупругих деформаций закладных деталей, соединительных стержней и анкеров в бетоне деформируются. При этом первоначальный угол между гранями стыкуемых элементов под действием изгибающего момента M изменяется на величину угла податливости, равную φ . Средний модуль деформативности стыка, или коэффициент жесткости стыка определяют по результатам испытаний как тангенс угла наклона секущей на диаграмме $M - \varphi$ (рис. 15.29): $C = M/\varphi$.

Угол податливости стыка

$$\varphi = (u_1 + u_2)/z, \quad (15.34)$$

где u_1, u_2 — измеренные перемещения растянутой и сжатой зон стыка за вычетом перемещений, возникающих на этой же базе измерений в монолитных аналогичных стыках; z — расстояние между осями измерительных приборов.

Коэффициент жесткости стыка (в кН·м) можно предварительно определить в зависимости от высоты сечения стыкуемого элемента по эмпирической формуле

$$C = \eta \cdot 10^5 h^2, \quad (15.35)$$

где $\eta \approx 7$; h — высота сечения.

Податливость стыков при определении сдвиговой жесткости рамы K учитывают соответствующим уменьшением погонной жесткости элементов. Если стыки колонн имеются в каждом этаже и стыки ригелей — на каждой опоре, то:

$$s = \Sigma [i_2 (1 + \mu_2)] / (1 + 4\mu_2); \quad \mu_2 = i_2 / C_2; \quad (15.36)$$

$$r = \Sigma i_1 / (1 + 6\mu_1); \quad \mu_1 = i_1 / C_1,$$

где C_1, C_2 — коэффициенты жесткости стыка ригелей и стоек; i_1, i_2 — погонная жесткость ригелей и стоек.

Осевой податливостью обладают стыки колонн также под действием продольной силы N . В зоне стыка ко-

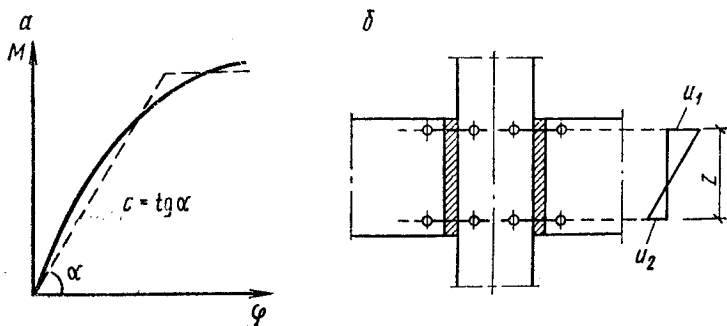


Рис. 15.29. К учету податливости стыков ригелей с колоннами

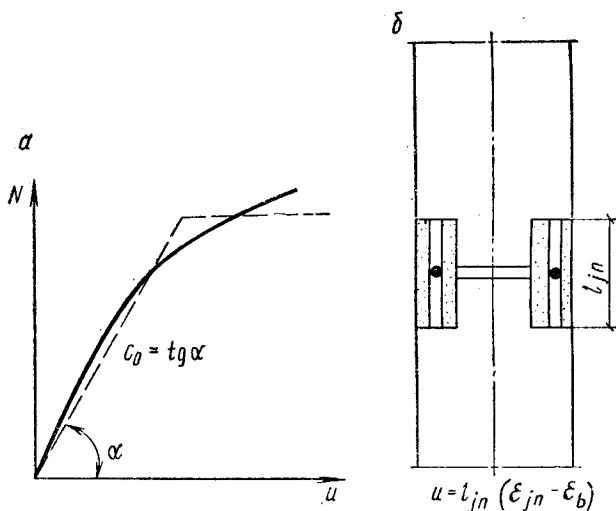


Рис. 15.30. К учету податливости стыков колонн

лонн развивается дополнительное продольное перемещение u . Коэффициент жесткости стыка $C_l = N/u$, где $u = l(\varepsilon - \varepsilon_b)$, определяют испытаниями (рис. 15.30). Коэффициент жесткости стыков типовых колонн сечением 40×40 см по данным испытаний $C = 7 \cdot 10^6$ кН/м.

Продольные деформации стоек с учетом податливости стыков (при стыках в каждом этаже)

$$\varepsilon = N/(E_b A) + N/(C_l) = (1 + \mu_0)/(E_b A), \quad (15.37)$$

$$\text{где } \mu_0 = E_b A/C_l. \quad (15.38)$$

Можно считать, что модуль упругости E_b под влиянием податливости стыков стоек уменьшается в $(1 + \mu_0)$ раз.

Изгибная жесткость симметричной рамы с учетом податливости стыков стоек, согласно выражению (15.33),

$$B_0 = E_b A b^2 / 2 (1 + \mu_0).$$

Аналогично определяют значение B_0 для несимметричной рамы.

Как показали исследования, податливость стыков элементов может привести к увеличению горизонтальных перемещений многоэтажного каркасного здания на 20...40 %.

15.6. Рамно-связевые системы

15.6.1. Рамно-связевые системы со сплошными диафрагмами

Конструктивное значение вертикальных связевых диафрагм в составе каркаса многоэтажного здания не только в том, что они разгружают каркас, уменьшая нагрузку, воспринимаемую рамами (на 10...25 %), но, главным образом, в том, что они качественно изменяют характер эпюры поперечных сил стоек многоэтажных рам: поперечные силы стоек Q_{fr} достигают максимального значения в верхней зоне и уменьшаются к основанию (рис. 15.31). Если в рамных системах изгибающие моменты стоек и ригелей от горизонтальных нагрузок возрастают книзу, что требует увеличения опорной арматуры ригелей, а в нижних этажах и увеличения размеров поперечного сечения ригелей, то в рамно-связевых системах наоборот — изгибающие моменты в элементах каркаса книзу уменьшаются, что позволяет сохранить поперечное сечение ригелей и их армирование на опоре постоянными по всей высоте многоэтажного здания. Следовательно, рамно-связевые системы в наибольшей степени отвечают требованиям унификации и типизации конструктивных элементов здания.

Влияние податливости стыков стоек и ригелей учитывают в расчетах соответствующим снижением их погонной жесткости. Влияние же податливости стыков вертикальных диафрагм, как показали исследования, учитывают в расчетах снижением их изгибной жесткости примерно на 30 %.

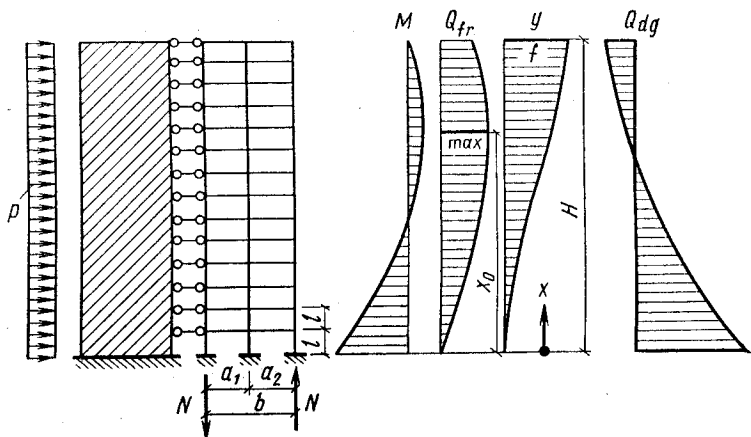


Рис. 15.31. К расчету рамно-связевой системы

В рамно-связевых системах горизонтальные перемещения всех вертикальных элементов, связанных жесткими в своей плоскости перекрытиями, равны и поэтому их суммарная изгибная жесткость

$$B = \Sigma B_j + B_{dg}, \quad (15.39)$$

где ΣB_j — суммарная жесткость стоек рам; B_{dg} — суммарная жесткость вертикальных связевых диафрагм.

Суммарная жесткость стоек в сравнении с суммарной жесткостью диафрагм, как правило, величина весьма малая, поэтому в расчетах ею пренебрегают и принимают $B = B_{dg}$. В этой задаче также применяется уравнение (15.21) и его решение (15.24). При этом согласно (15.25), (15.23): характеристика жесткости $\lambda = = HV \sqrt{Kv^2/B}$; $v^2 = 1 + B/B_0$.

Краевые условия задачи:

$$\begin{aligned} 1) \omega(0) = 0; \quad 2) \omega' = 0; \quad 3) -\omega'''(0) = Q_0(0); \\ 4) -\omega''(H) = 0. \end{aligned} \quad (15.40)$$

При равномерно распределенной нагрузке $p(x) = p$ момент и поперечная сила

$$M_0 = -0,5\rho H^2(1 - \xi)^2; \quad Q_0 = \rho H(1 - \xi). \quad (15.41)$$

Тогда C_0 в решении (15.24) принимает значение

$$C_0 = -\frac{\rho s_2^4 \varphi^2}{2v^2} + \frac{\rho s_2^4 \lambda^4 (v^2 - 1)}{2v^2} (\xi^2/2 - \xi^3/3 + \xi^4/12). \quad (15.42)$$

Из решения системы линейных уравнений находят:

$$C_1 = -C_3 = -\rho S_2^4 \kappa / v^2; \quad (15.43)$$

$$C_4 = -s_2 C_2 = -\rho s_2^4 \lambda / v^2, \quad (15.44)$$

$$\text{где } \kappa = (1 + \lambda \operatorname{sh} \lambda) / \operatorname{ch} \lambda. \quad (15.45)$$

Уравнение перемещений после подстановки в (15.24) значений постоянных интегрирования C_i принимает вид

$$w = \frac{\rho s_2^4}{v^2} [\lambda \varphi - \varphi^2 / 2 + \kappa \operatorname{ch} \varphi - \lambda \operatorname{sh} \varphi - \kappa + \lambda^4 (v^2 - 1) / 2 (\xi^2 / 2 - \xi^3 / 3 + \xi^4 / 12)]. \quad (15.46)$$

При $\varphi = \lambda$ и $\xi = 1$ прогиб верхнего яруса

$$f = \frac{\rho H^4}{2v^2 \lambda^2 B} [1 - 2(\kappa - 1) / \lambda^2 + \lambda^2 (v^2 - 1) / 4]. \quad (15.47)$$

При определении усилий учитывают, что $dx = s_2 d\varphi = H d\xi$; $\lambda s_2 = H$; $\xi = \varphi / \lambda$.

Изгибающие моменты вертикальной связевой диафрагмы

$$M = -w'' = -\frac{\rho H^2}{v^2} \left[\frac{1}{2} (1 - \xi)^2 (v^2 - 1) - \frac{1}{\lambda^2} (1 - \kappa \operatorname{ch} \varphi + \lambda \operatorname{sh} \varphi) \right]. \quad (15.48)$$

Поперечные силы вертикальной связевой диафрагмы

$$Q_{dg} = M' = \frac{\rho H}{v^2} [(1 - \xi) (v^2 - 1) + \operatorname{ch} \varphi - \frac{\kappa}{\lambda} \operatorname{sh} \varphi]. \quad (15.49)$$

Поперечные силы стоек рам

$$Q_{fr} = Q_0 - Q_{dg} = \frac{\rho H}{v^2} (1 - \xi + \frac{\kappa}{\lambda} \operatorname{sh} \varphi - \operatorname{ch} \varphi). \quad (15.50)$$

Продольные силы крайних стоек рам определяют из уравнения равновесия моментов

$$N = (M_0 - M) / b = -\frac{\rho H^2}{bv^2} \left[\frac{1}{2} (1 + \xi)^2 + \frac{1}{\lambda^2} (1 - \kappa \operatorname{ch} \varphi + \lambda \operatorname{sh} \varphi) \right]. \quad (15.51)$$

Изгибающие моменты M и поперечные силы Q_{dg} распределяются между отдельными диафрагмами системы пропорционально их изгибным жесткостям.

Эпюры усилий и перемещений рамно-связевой систе-

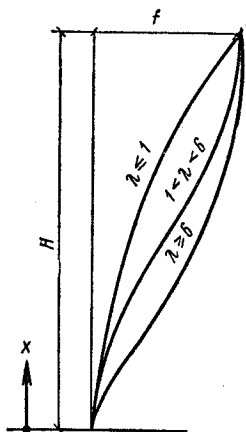


Рис. 15.32. Зависимость линии изгиба рамно-связевой системы от характеристики жесткости

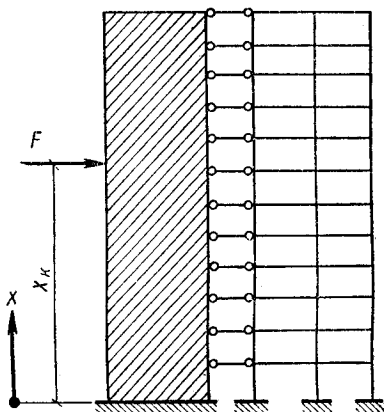


Рис. 15.33. К определению перемещений рамно-связевой системы от действия горизонтальной силы

мы изображены на рис. 15.31. На эпюре поперечных сил максимум Q_{fr} будет в сечении с координатой φ_0 , где

$$Q'_{fr} = -1 + \kappa \operatorname{ch} \varphi_0 - \lambda \operatorname{sh} \varphi_0 = 0. \quad (15.52)$$

Следует обратить внимание, что при $\varphi = \lambda$ согласно уравнению (15.50) поперечная сила $Q_{fr} \neq 0$. Поперечная сила Q_{fr} распределяется между отдельными стойками рамы пропорционально их жесткостям. Изгибающие моменты стоек и ригелей многоэтажной рамы определяют по значениям поперечных сил согласно способу, изложенному в 15.2.

Характер линии изгиба рамно-связевой системы от горизонтальной нагрузки зависит от характеристики жесткости λ . При относительно жестких вертикальных связевых диафрагмах, когда $\lambda \leq 1$, линия изгиба, как и у консольной балки, обращена выпуклостью в сторону начального положения. С увеличением λ линия изгиба становится выпукло-вогнутой и при $\lambda \geq 6$ — вогнутой (рис. 15.32). Характер линии изгиба существенно влияет на динамические характеристики многоэтажного здания.

Горизонтальные перемещения рамно-связевой системы от действия силы $F=1$, приложенной в уровне x_k (рис. 15.33), определяют решением уравнения (15.17)

при значениях нагрузки $p(x) = 0$ и момента силы на участке $x \leq x_k$, равном $M_0 = -(x_k - x)$, и на участке $x \geq x_k$, равном $M_0 = 0$. Кроме краевых условий привлекаются условия сопряжения в уровне x_k по перемещению, углу поворота, изгибающему моменту. Тогда из уравнения перемещений

$$\delta_{ik} = \left[x_1 + \frac{\varphi_k^2 (v^2 - 1)}{2} \left(\varphi_i - \frac{\varphi_k}{3} \right) \frac{H^3}{v^2 \lambda^3 B} \right]; \quad i \geq k, \quad (15.53)$$

$$\text{где } x_1 = \varphi_k - \text{sh } \varphi_k + (\text{ch } \varphi_k - 1) \text{sh } \varphi_i - \text{tg } \lambda \text{ ch } \varphi_i + \text{th } \lambda; \quad (15.54)$$

$$\varphi_k = x_k / s_2; \quad \varphi_i = x_i / s_2.$$

15.6.2. Рамно-связевые системы с комбинированными диафрагмами

В рамно-связевых системах со сплошными и комбинированными диафрагмами (рис. 15.34) суммарная изгибная жесткость $B = B_{dg} + B_{cm}$, с комбинированными — $B = B_{cm}$, где B_{cm} — изгибная жесткость сплошной части комбинированной диафрагмы.

Сдвиговая жесткость рамной части комбинированной диафрагмы — это распределенный по высоте этажа изгибающий момент по оси простенка $K_{cm} = M/l$, при котором угол поворота оси простенка равен единице $\theta = 1$ (рис. 15.35). При нулевых моментах стоек в середине этажа значению $\theta = 1$ соответствуют перемещения: угол поворота ригеля на опоре по грани простенка $\theta = 1$, осадка опоры ригеля $u = z_0$, $\theta = z_0$, смещение концов стоек рамы $\Delta = l\theta = l$. Опорные моменты ригеля M_1 — по грани простенка и M_2 — по оси колонн находят из решения этой рамы от воздействия $\theta = 1$. Находят опорную реакцию V и определяют значение изгибающего момента по оси простенка

$$M = V(l_{bm} + z_0) - Q_{col}l.$$

Отсюда получают выражение для сдвиговой жесткости:

$$K_{cm} = \frac{3i_1(1 + \eta_0)[i_1(1 + \eta_0) + 6i_2(1 + 2\eta_0)]}{l(i_1 + 3i_2)}, \quad (15.55)$$

где i_1 — погонная жесткость ригеля рамной части комбинированной диафрагмы; i_2 — погонная жесткость стойки рамной части комбинированной диафрагмы; $\eta_0 = z_0/l_{bm}$ (см. рис. 15.34).

Если рамная часть примыкает к сплошной стороне с двух сторон симметрично, то значение сдвиговой жест-

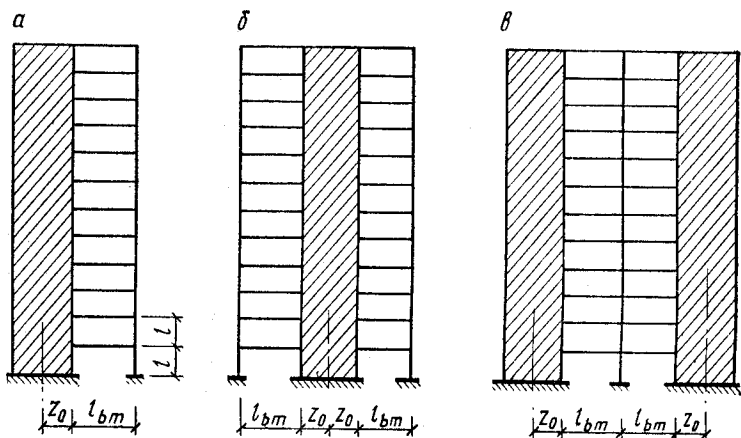


Рис. 15.34. К расчету рамно-связевых систем с комбинированными диафрагмами

a — рамная часть диафрагмы расположена с одной стороны; *б* — то же с двух сторон; *в* — то же в центре

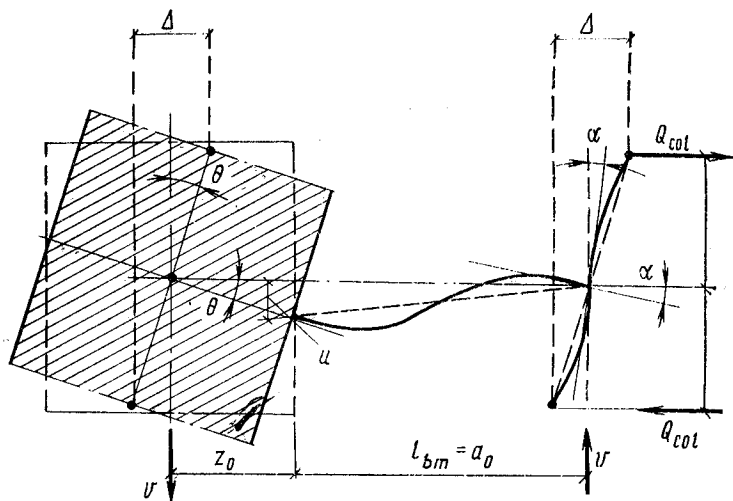


Рис. 15.35. К расчету комбинированной диафрагмы

кости в формуле (15.55) удваивают. Если комбинированная диафрагма образована двумя крайними простенками и средней двухпролетной рамной частью (см. рис.

15.34), то значение сдвиговой жесткости в формуле (15.55) также удваивают, но значение i_2 берут с коэффициентом 0,5.

Сдвиговая жесткость рамно-связевой системы с комбинированной диафрагмой равна сумме сдвиговых жесткостей рамы и рамной части комбинированной диафрагмы:

$$K = 12/l(s^{-1} + r^{-1}) + K_{cm}. \quad (15.56)$$

Продольные силы стоек многоэтажной рамы при $\lambda_{fr} < 0,7$ мало влияют на работу конструкции. Если продольные силы стоек в расчете не учитывают, полагая $\nu^2 = 1$, то усилия и перемещения рамно-связевой системы с комбинированными диафрагмами определяют по формулам, полученным выше для рамно-связевых систем. Расчет таких систем с учетом продольных сил стоек изложен в 15.9.

Части суммарной поперечной силы Q_{fr} , воспринимаемые стойками рам системы — Q_{frc} и стойками рамной части диафрагмы — $Q_{dg,c}$, распределяются пропорционально их сдвиговым жесткостям

$$Q_{fr,c} = Q_{fr}(K - K_{cm})/K; \quad Q_{dg,c} = Q_{fr}K_{cm}/K.$$

Изгибающий момент стоек рамной части комбинированной диафрагмы определяют по поперечной силе как

$$M_{col} = Q_{dg,c}l/2 \text{ или } M_{col} = Q_{dg,c}l/4, \quad (15.57)$$

если рамная часть с двух сторон.

Опорный момент ригеля рамной части уравновешивается моментами стоек в узле:

$$M_{b1} = 2M_{col} \text{ или } M_{b1} = M_{col}, \quad (15.58)$$

если рамная часть в центре.

Опорный момент ригеля рамной части у грани простенка диафрагмы

$$M_{b2} = -M_{b1}(1 + i_1/6i_2). \quad (15.59)$$

15.7. Связевые системы с однотипными диафрагмами с проемами

15.7.1. Диафрагмы с одним или несколькими рядами проемов

Рассмотрим связевые системы с однотипными вертикальными диафрагмами, имеющими различное число рядов проемов: с одним рядом несимметрично расположен-

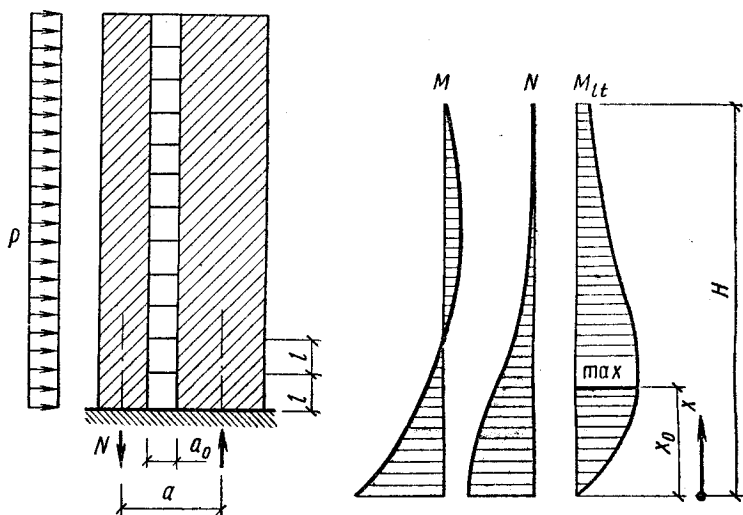


Рис. 15.36. К расчету диафрагмы с одним рядом несимметрично расположенных проемов

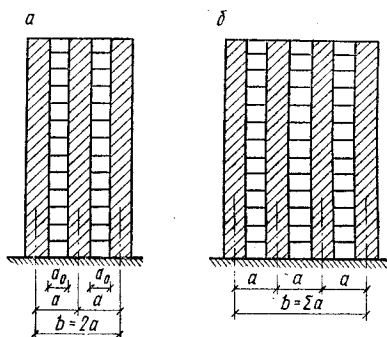


Рис. 15.37. К расчету диафрагмы

a — с двумя рядами проемов; b — с несколькими рядами проемов

ных проемов (рис. 15.36) или с несколькими рядами незначительно отличающихся по ширине проемов (рис. 15.37), сплошные и с проемами (см. рис. 15.27, б).

Вертикальную диафрагму с проемами рассматривают как многоярусную раму, у которой стойки — простенки, а ригели — перемычки. Поскольку в такой раме жесткость стоек-простенков во много раз больше жесткости ригелей-перемычек, при определении сдвиговой жесткости K считают, что $1/s$ — величина, малая в сравнении с $1/r$. Тогда, согласно формуле (15.13), сдви-

говая жесткость диафрагмы с проемами

$$K = 12r/l, \quad (15.60)$$

где $r = \sum i_{it}$ — суммарная погонная жесткость перемычек одного яруса диафрагмы с несколькими рядами проемов.

Кроме того, следует учесть, что ригели-перемычки только в пределах проемов имеют конечную жесткость B_{it} , но в пределах широких простенков становятся абсолютно жесткими. В таких случаях усредненная по всему пролету жесткость перемычки составляет $B_{it}\gamma^3$, где $\gamma = a/a_0$; a — расстояние между осями простенков; a_0 — расстояние между простенками в свету. Погонная жесткость перемычки

$$i_{it} = B_{it} \gamma^3 / a\varphi. \quad (15.61)$$

Коэффициентом φ учитывают влияние деформаций сдвига перемычки. Полагая $G_b = 0,5E_b$ получают

$$\varphi = 1 + 2,4 (h_{it}/a_0)^2, \quad (15.62)$$

где h_{it} — высота сечения перемычки.

Суммарная изгибная жесткость простенков диафрагмы $B = \sum B_j$, где B_j — изгибная жесткость отдельного простенка. Если диафрагмы в системе сплошные и с проемами (см. рис. 15.27, б), то суммарная изгибная жесткость $B_{ag} + \sum B_j$.

Характеристика жесткости диафрагмы с проемами согласно (15.25), (15.22)

$$\lambda = H \sqrt{Kv^2/B}; \quad v^2 = 1 + B/B_0.$$

Заметим, что при $\lambda \geq 3$ в расчетных формулах усилий и перемещений можно принять $\text{ch } \lambda = \text{sh } \lambda$; $\kappa = \lambda$.

Изгибную жесткость вертикальной диафрагмы B_0 (по сечению с проемами за вычетом жесткости простенков относительно своих осей) определяют по формуле (15.32). Для диафрагм в этой формуле расстояние между осями крайних простенков $b = \sum a$, при одном ряде проемов $b = a$.

В общем уравнении (15.21) и его решении (15.24) крайние условия для вертикальных диафрагм с проемами остаются такими же, как и для рамно-связевых систем. Поэтому для расчета диафрагм с проемами следует применять уравнения перемещений и прогибов (15.46), (15.47), уравнения изгибающих моментов и продольных сил простенков (15.48), (15.41).

Поскольку продольные силы крайних простенков

вертикальной диафрагмы

$$N = - (1/l) \int_x^H Q_{lt} dx, \quad (15.63)$$

можно определить

$$N' l = - (d/dx) \int_x^H Q_{lt} dx = Q_{lt}. \quad (15.64)$$

Дифференцируя уравнения (15.51), получают уравнение поперечных сил перемычек диафрагмы

$$Q_{lt} = (\rho H l / b v^2) \left(1 - \xi + \frac{\kappa}{\lambda} \operatorname{sh} \varphi - \operatorname{ch} \varphi \right). \quad (15.65)$$

В симметричной диафрагме с двумя рядами проемов поперечные силы перемычек одного яруса равны. В диафрагме с несколькими рядами проемов это равенство принимают как допущение.

Изгибающий момент перемычек по грани проема (рис. 15.38) в предположении, что нулевая точка моментов расположена в середине пролета в свету

$$M_{lt} = Q_{lt} a_0 / 2. \quad (15.66)$$

Эпюры усилий вертикальной связевой диафрагмы с проемами приведены на рис. 15.36. На эпюре M_{lt} координату максимума определяют (как и для рамно-связевой системы) из уравнения (15.52). Изгибающие моменты отдельных простенков определяют из суммарного момента M пропорционально их жесткостям.

Согласно уравнению равновесия обобщенных поперечных сил, поперечная сила от внешней нагрузки уравновешивается производной от изгибающего момента простенков и распределенным моментом перемычек \bar{M} , т. е.

$$M' + \bar{M} = Q_0, \quad (15.67)$$

$$\text{где } \bar{M} = \Sigma Q_{lt} a / l = Q_{lt} b / l. \quad (15.68)$$

Поперечная сила отдельного простенка

$$Q_j = M' B_j / B + (Q_{lt} / l) (a_1 + a_2); \quad (15.69)$$

здесь a_1, a_2 — расстояния от оси простенка до нулевой точки моментов перемычки слева и справа.

Линия изгиба вертикальной диафрагмы с проемами близка по очертанию к линии изгиба консольной балки. На рис. 15.39 изображена линия изгиба диафрагм с диа-

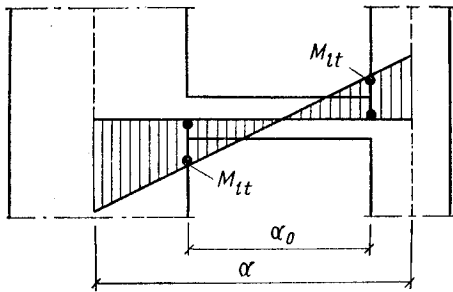
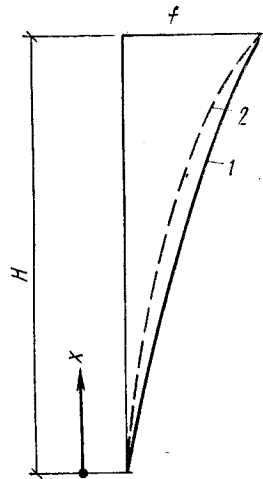


Рис. 15.38. Эпюра моментов перемычки диафрагмы с проемами

Рис. 15.39. Линия изгиба диафрагмы
1 — с проемами при $\lambda=1...9$ и $\nu^2=1,1$; 2 — сплошной



пазоном значений характеристики жесткости $\lambda=1...9$ при $\nu^2=1,1$.

Прогиб верхнего яруса диафрагмы с проемами согласно формуле (15.47) можно представить как $f=f_1+f_0$, т. е. как сумму двух прогибов:

вызванного податливостью перемычек

$$f_1 = \frac{\rho H^4}{2\nu^2 \lambda^2 B} \left[1 - \frac{2(\kappa - 1)}{\lambda^2} \right] \quad (15.70)$$

и вызванного общим изгибом диафрагмы

$$f_0 = \frac{\rho H^4 (\nu^2 - 1)}{8\nu^2 B} = \frac{\rho H^4}{8B_{dg}}; \quad (15.71)$$

здесь изгибная жесткость диафрагмы по сечению с проемами

$$B_{dg} = \nu^2 B / (\nu^2 - 1) = B_0 + B.$$

Перемещения δ_{ik} вертикальной диафрагмы с проемами от силы $F=1$, приложенной в уровне x_k , определяют, как и для рамно-связевых систем, по формуле (15.53).

15.7.2. Зависимость между перемещениями диафрагмы и поперечными силами ее перемычек

Для установления зависимости между горизонтальными перемещениями диафрагмы и поперечными силами ее перемычек составляют уравнение равновесия изги-

бающих моментов перемычек и простенков в узлах. Поскольку нулевые точки моментов стоек расположены в середине высоты этажа, а нулевые точки моментов ригелей — в середине пролета

$$2Q_0 l/2 = \Sigma 2Q_{it} a/2,$$

отсюда

$$Q_0 = Q_{it} \Sigma a/l = Q_{it} b/l. \quad (15.72)$$

Полученное значение Q_0 подставляют в уравнение (15.16):

$$K(y' + (b/B_0) \int_0^x N dx) = Q_{it} bl. \quad (15.73)$$

Отсюда получают зависимость

$$y' = Q_{it} b/(lK) - (b/B_0) \int_0^x N dx. \quad (15.74)$$

После двукратного дифференцирования выражения (15.74) с учетом, что $Q_{it} = N'l$, находят другую зависимость:

$$y'' = (b/l) (Q_{it}''/K - Q_{it}/B_0). \quad (15.75)$$

15.8. Определение прогибов и усилий в расчетных сечениях

15.8.1. Данные о параметрах λ и v^2 из опыта проектирования

Опыт проектирования многоэтажных каркасных зданий показывает, что в рамно-связевых системах характеристика жесткости обычно находится в ограниченном диапазоне: $\lambda = 0,5 \dots 2$. Кроме того, из анализа различных конструктивных схем каркасных зданий следует, что при числе этажей до 16 в ряде случаев характеристика жесткости рам $\lambda_{fr} < 0,7$, т. е. продольные деформации стоек мало влияют на значения усилий и прогибов рамно-связевой системы. Поэтому, когда $\lambda_{fr} < 0,7$, в расчетных формулах усилий и перемещений принимают $v^2 = 1$.

Опыт проектирования вертикальных связевых диафрагм с проемами показывает, что по соотношению жесткостей простенков и перемычек характеристика жесткости λ оказывается в диапазоне значений $\lambda = 3 \dots 9$. При $\lambda = 12 \dots 15$ влияние податливости перемычек незначитель-

но. При малых значениях характеристики жесткости ($\lambda=1\dots 2$) перемычки весьма податливы и существенно снижают боковую жесткость здания. Продольные деформации простенков оказывают существенное влияние на работу диафрагмы с проемами и всегда должны учитываться в расчетах. Весьма распространены значения коэффициента $\nu^2=1,1\dots 1,3$, однако возможны и большие его значения.

Для расчета усилий в элементах многоэтажных зданий от горизонтальных нагрузок с применением ЭВМ имеются разработанные программы на основе различных расчетных моделей.

15.8.2. Расчет с применением таблиц

При проектировании многоэтажных каркасных и панельных зданий, в первую очередь, определяют усилия в расчетных сечениях. Это необходимо и при выборе экономичного варианта конструкции в вариантном проектировании. С этой целью можно воспользоваться приводимыми расчетными формулами и таблицами, полученными из основных формул (15.47)... (15.65).

Суммарный изгибающий момент сплошных диафрагм рамно-связевых систем или простенков диафрагм с проемами связевых систем в заделке

$$M = -[(\nu^2 - 1)/2 + \alpha_1] pH^2/\nu^2. \quad (15.76)$$

Суммарная поперечная сила сплошных диафрагм рамно-связевых систем или простенков диафрагм с проемами связевых систем в заделке $Q = pH$ или по фактической нагрузке

$$Q = Q_{act}. \quad (15.77)$$

Значения M и Q распределяются между отдельными сплошными диафрагмами и простенками диафрагм с проемами пропорционально их изгибным жесткостям.

Максимальная суммарная поперечная сила стоек рам

$$Q_{fr} = k_1 pH/\nu^2. \quad (15.78)$$

Максимальная поперечная сила перемычек диафрагмы с проемами

$$Q_{it} = k_1 pH/\nu^2 b. \quad (15.79)$$

Продольная сила крайних стоек многоэтажной рамы или простенков диафрагм с проемами в первом этаже

$$N = (M_0 - M)/b; \quad M_0 = -0,5pH^2. \quad (15.80)$$

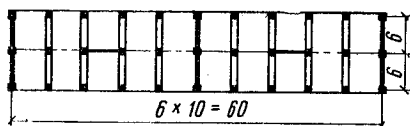


Рис. 15.40. К примеру расчета рамно-связевой системы

Прогиб верхнего яруса рамно-связевых систем или простенков диафрагм с проемами связевых систем

$$f = [(v^2 - 1)/8 + \alpha_2] \rho H^4 / B. \quad (15.81)$$

15.1. Значения коэффициентов α_1 и α_2 для определения изгибающих моментов и прогибов вертикальных диафрагм в рамно-связевых системах и простенков диафрагм с проемами в связевых системах

λ	0	0,5	0,75	1	1,25
α_1	0,5	0,48	0,445	0,41	0,377
α_2	0,125	0,117	0,108	0,09	0,079

Продолжение табл. 15.1

λ	1,5	1,75	2	2,5	3	>4
α_1	0,351	0,32	0,3	0,261	0,332	$(\lambda-1)/\lambda^2$
α_2	0,067	0,059	0,05	0,038	0,0298	$(0,5 - \alpha_1)/\lambda^2$

Значения коэффициентов α_1 , α_2 приведены в табл. 15.1, коэффициента k_1 — в табл. 15.2.

Пример 1. Определить прогиб и усилия от горизонтальной нагрузки в элементах сборного железобетонного 16-этажного здания, работающего в поперечном направлении по рамно-связевой системе (рис. 15.40).

15.2. Значения коэффициента k_1 и координаты ξ_0 для определения максимальной суммарной поперечной силы стоек рам в рамно-связевых системах и максимальной суммарной поперечной силы перемычек диафрагм с проемами в связевых системах

λ	0,5	0,6	0,75	1	1,25
k_1	0,037	0,052	0,075	0,115	0,153
ξ_0	0,93	0,9	0,85	0,77	0,7

λ	1,5	1,75	2	2,5	3
k_1	0,187	0,218	0,247	0,297	0,34
ξ_0	0,63	0,58	0,54	0,47	0,38

λ	4	5	6	7	8
k_1	0,43	0,48	0,54	0,58	0,63
ξ_0	0,35	0,32	0,3	0,28	0,26

λ	10	12	15	20	30
k_1	0,67	0,71	0,75	0,8	0,89
ξ_0	0,23	0,21	0,18	0,15	0,11

15.40). Сетка колонн 6×6 м; высота этажей $l=3$ м; высота здания $H_0=48$ м. Ригели поперечных рам сечением 250×500 мм; колонны во всех этажах сечением 450×450 мм. В здании запроектированы три поперечные и две продольные диафрагмы толщиной 140 мм. Междэтажные перекрытия из крупных панелей. Стыки и сопряжения сборных элементов выполнены на сварке закладных деталей с замоноличиванием. Класс бетона В25.

Решение. Жесткость железобетонных элементов определяют как для сплошных бетонных сечений. Результаты вычислений жесткости элементов приведены в табл. 15.4.

Изгибная жесткость трех поперечных диафрагм $B=3,87 \times 10^7 = 261 \cdot 10^7$ кН·м².

Сдвиговая жесткость многэтажных рам по формуле (15.13)

$$K \frac{12}{l(s^{-1} + r^{-1})} = \frac{12 \cdot 10^4}{3(73^{-1} + 18,7^{-1})} = 60 \cdot 10 \text{ кН.}$$

Изгибная жесткость многэтажных рам каркаса по формуле (15.33)

$$B_0 = (1/2) E_b A b^2 = (1/2) 4,3 \cdot 10^7 \cdot 12^2 = 310 \cdot 10^7 \text{ кН·м}^2.$$

Расчетная высота здания по формуле (15.5)

$$H = H_0 \frac{n}{n - 0,5} = 48 \frac{16}{16 - 0,5} \approx 48 \text{ м.}$$

15.3. Расчетные данные к примеру 15.1

Жесткость	Для стоек	Для ригелей
Изгибная	$B=9,1 \cdot 10^4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$	$B=7 \cdot 10^4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$
Погонная	$i=3,03 \cdot 10^4 \text{ кН} \cdot \text{м}$	$i=1,17 \cdot 10^4 \text{ кН} \cdot \text{м}$
Суммарная погонная	$s=73 \cdot 10^4 \text{ кН} \cdot \text{м}$	$r=18,7 \cdot 10^4 \text{ кН} \cdot \text{с}$
Суммарная осевая крайних стоек	$E_0 A=4,3 \cdot 10^7 \text{ кН}$	

Характеристика жесткости многоэтажных рам каркаса по формуле (15.29) $\lambda_{fr} = H \sqrt{K/B_0} = 48 \sqrt{(60 \cdot 10^4)/310 \cdot 10^7} = 0,67 < 0,7$; следовательно, влиянием продольных деформаций стоек в расчете можно пренебречь и далее в расчетных формулах принимать $\nu^2=1$. Характеристика жесткости рамно-связевой системы по формуле (15.25) $\lambda = H \sqrt{\nu^2 K/B} = 48 \sqrt{(1 \cdot 60 \cdot 10^4)/261 \cdot 10^7} = 0,73$.

Прогиб здания от нормативной нагрузки $f \leq H/500$. По формуле (15.81) и табл. 15.1 находят $f = \alpha_2 \rho H^4/B = (0,109 \cdot 48^4 \rho)/261 \cdot 10^7 = 2,20 \cdot 10^{-4} \rho$ (ρ — нагрузка на 1 м высоты и на всю длину здания).

Усилия в элементах здания определяют от расчетной нагрузки. Суммарный изгибающий момент диафрагм в заделке по формуле (15.76) и табл. 15.1 $M = -\alpha_1 \rho H^2 = 0,45 \cdot 48^2 \rho = -1035 \rho$; для одной диафрагмы $M = -(1/3) 1035 \rho = -345 \rho$. Поперечная сила диафрагм в заделке $Q = \rho H$ или от фактической нагрузки $Q = Q_{act}$.

Суммарная поперечная сила стоек рам (максимальная) по формуле (15.78) и табл. 15.2 $Q_{fr} = k_1 \rho H = 0,072 \cdot 48 \rho = 3,46 \rho$; для одной рамы $Q_{fr} = (1/8) 3,46 \rho = 0,43 \rho$.

Продольная сила крайних стоек рам в первом этаже по формуле (15.80)

$$N = (M_0 - M)/b = -(0,5 - 0,45) 48^2 \rho / 12 = -9,6 \rho;$$

для одной крайней стойки $N = -(1/8) 9,6 \rho = -1,2 \rho$.

Коэффициент уменьшения жесткости крайних стоек при $i_{bm}/i_{col} = 1,17/3,03 = 0,39$ (см. 15.2.2), $\beta = 0,55$.

Поперечные силы: крайних стоек рамы

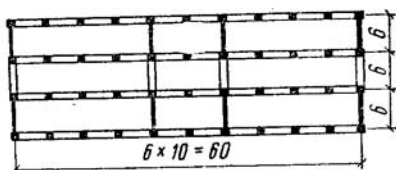
$$Q = Q_{fr} \frac{\beta}{1 + 2\beta} = \frac{0,55}{2,1} 0,43 \rho = 0,11 \rho;$$

средней стойки — $Q = 0,21 \rho$.

Изгибающие моменты стоек рам определяют по поперечным силам согласно формулам (15.3), (15.4).

Пример 15.2. Определить прогиб и усилия от горизонтальной нагрузки в элементах сборного железобетонного 16-этажного здания, работающего в поперечном направлении по связевой системе с однотипными диафрагмами (рис. 15.41). Сетка колонн 6×6 м; высота этажей 4,2 м; высота здания $H=67,2$ м. Колонны во всех этажах сечением 450×450 мм. В здании четыре поперечные диафрагмы с одним рядом проемов и продольные многопролетные рамы. Перемычки сечением 300×1200 мм. Междуетажные перекрытия из крупных па-

Рис. 15.41. К примеру расчета связевой диафрагмы с проемами



нелей. Стыки и сопряжения сборных элементов выполняют на сварке закладных деталей с замоноличиванием. Класс бетона В25.

Решение. Жесткость железобетонных элементов определяют как для сплошных бетонных сечений: $B_{lt} = 116 \cdot 10^4$ кН·м². По формуле (15.62) $\varphi = 1 + 2,4h_{lt}/a_0 = 1 + 2,4(1,2/5,55) = 1,13$.

С учетом деформаций сдвига $B_{lt} = 116 \cdot 10^4 / 1,13 = 103 \cdot 10^4$ кН·м². Расстояние между осями простенков диафрагм с одним рядом проемов $b = a = 12$ м. Пролет перемычки в свету $a_0 = 5,55$ м. Отношение $\gamma = a/a_0 = 2,16$. Погонная жесткость перемычки по формуле (15.61)

$$i_{lt} = \frac{B_{lt}}{a} \gamma^3 = \frac{103 \cdot 10^3}{12} 2,16^3 = 8,6 \cdot 10^4 \text{ кН·м.}$$

Сдвиговая жесткость диафрагм при одном ряде проемов по формуле (15.60) $K = 12r/l = 12 \cdot 86 \cdot 10^4 / 4,2 = 247 \cdot 10^4$ кН.

Изгибная жесткость простенков диафрагмы $B_1 = B_2 = 15,8 \times 10^7$ кН·м².

Суммарная изгибная жесткость двух простенков $B = 31,6 \times 10^7$ кН·м².

Осевая жесткость простенков $E_b A = 3,5 \cdot 10^7$ кН.

По формуле (15.33) $B_0 = (1/2) E_b A b^2 = (1/2) 3,5 \cdot 10^7 \cdot 12^2 = 252 \times 10^7$ кН·м².

Изгибная жесткость вертикальной диафрагмы по сечению с проемом $B_{dg} = B_0 + B = 283,6 \cdot 10^7$ кН·м².

По формуле (15.23) $\nu^2 = 1 + B/B_0 = 1 + 31,6 \cdot 10^7 / 252 \cdot 10^7 = 1,125$.

Расчетная высота здания при $n = 16$ составит: $H = H_0 = 67,2$ м.

Характеристика жесткости вертикальной диафрагмы по формуле (15.25)

$$\lambda = H \sqrt{\nu^2 K/B} = 67,2 \sqrt{1,125 \cdot 247 \cdot 10^4 / 31,6 \cdot 10^7} = 6,3.$$

Горизонтальная нагрузка p , действующая на одну вертикальную диафрагму, равна 1/4 всей нагрузки, действующей на продольный фасад здания (поскольку все четыре вертикальные диафрагмы здания однотипны). Прогиб диафрагмы определяют от действия нормативных нагрузок, усилия в элементе — при расчете прочности от расчетных нагрузок.

По формуле (15.81) и табл. 15.1

$$f = [(\nu^2 - 1)/8 + \alpha_2] p H^4 / B \nu^2 = [(1,125 - 1)/8 + 0,0092] 67,2^4 p / (31,6 \cdot 10^7 \cdot 1,125) = 13,9 \cdot 10^{-4} p;$$

прогиб диафрагмы с недеформируемыми перемычками

$$f = p H^4 / (8 B_{dg}) = 67,2^4 p / (8 \cdot 283,6 \cdot 10^7) = 9,10^{-4} p;$$

следовательно, под влиянием податливости перемычек прогиб диафрагмы увеличивается в 1,53 раза,

Суммарный изгибающий момент простенков в заделке по формуле (15.76)

$$M = - [(v^2 - 1)/2 + \alpha_1] p H^2 / v^2 = - [(1,125 - 1)/2 + 0,134] 67,2^2 p / (1,125) = - 790p;$$

для одного простенка $M = -395 p$.

Поперечная сила простенков диафрагмы в заделке $Q = p H$, или от фактической нагрузки $Q = Q_{act}$.

Поперечная сила перемычек (максимальная) по формуле (15.79) и табл. 15.2.

$$Q_{it} = k_1 p H l / (b v^2) = 0,55 \cdot 67,2 \cdot 4,2 p / (12 \cdot 1,125) = 11,6 p.$$

Изгибающий момент перемычек

$$M = Q_{it} a_0 / 2 = (11,6 \cdot 5,55 / 2) p = 32,2 p.$$

Продольная сила простенков в первом этаже по формуле (15.80)

$$N = (M_0 - M) / b = - (0,5 \cdot 67,2^2 p - 790 p) / 12 = 123 p.$$

15.9. Системы с разнотипными вертикальными конструкциями

15.9.1. Общие положения расчета

К системам с разнотипными вертикальными конструкциями относятся: связевые системы с несколькими разными диафрагмами, имеющими различное число рядов проемов; рамно-связевые системы с комбинированными диафрагмами при учете деформаций от продольных сил стоек; рамно-связевые системы, имеющие диафрагмы с проемами, и др. (рис. 15.42). Решают такие системы с помощью общего уравнения (15.21). При числе разнотипных вертикальных конструкций, равном m , получим систему m дифференциальных уравнений (15.21) и два добавочных уравнения:

$$p_1(x) + p_2(x) + \dots + p_m(x) = p(x);$$

$$M_{01} + M_{02} + \dots + M_{0m} = M_0.$$

При большом числе разнотипных вертикальных конструкций целесообразно применять расчетную схему с ограниченным числом дискретных связей между вертикальными конструкциями (рис. 15.43) и решать систему алгебраических уравнений. Практически достаточную точность решения достигают при трех-четыре-х связях по высоте. При этом единичные перемещения вертикальных конструкций определяют по формуле (15.33).

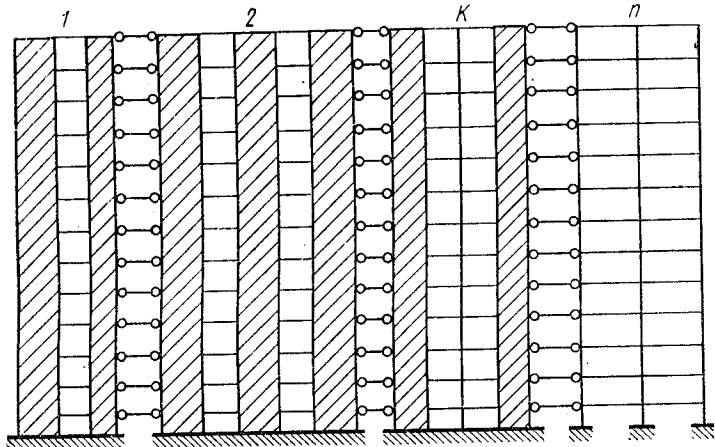


Рис. 15.42. К расчету связевых систем с разнотипными вертикальными конструкциями 1, 2, k , n — различные типы вертикальных конструкций

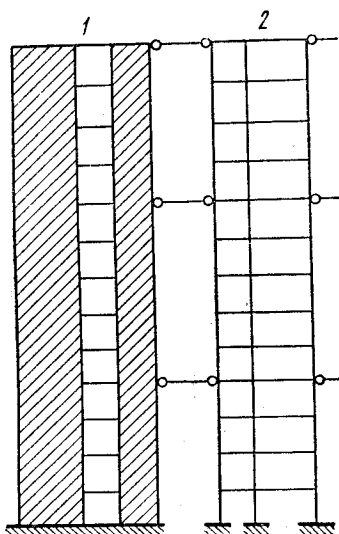


Рис. 15.43. К расчету систем с дискретными связями 1 — диафрагма с проемами; 2 — многоэтажная рама

15.9.2. Система с двумя разнотипными вертикальными конструкциями

Если система состоит из двух разнотипных вертикальных конструкций, задача сводится к системе двух дифференциальных уравнений (15.21)

$$\left. \begin{aligned} B_1 y^{IV} - K_1 v_1^2 y'' - K_1 M_{01}/B_{01} - p_1(x) &= 0; \\ B_2 y^{IV} - K_2 v_2^2 y'' - K_2 M_{02}/B_{02} - p_2(x) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (15.82)$$

и двум добавочным уравнениям

$$p_1(x) + p_2(x) = p; \quad M_{01} + M_{02} = M_0.$$

Затем оба уравнения системы (15.82) суммируют, подставляя при этом значение $M_{02} = M_0 - M_{01}$. Из полученного уравнения находят M_{01} , определяют $p_1(x) = -M_{01}''$ и подставляют их значения в первое уравнение системы (15.82). Получают дифференциальное уравнение шестого порядка относительно перемещений с четными производными. Учитывая, что суммарный изгибающий момент простенков $M = -By''$, получают дифференциальное уравнение четвертого порядка, которое для нагрузки $p(x) = p$ имеет вид:

$$M^{IV} - 2a^2 M'' + b^4 M - cM_0 - ep = 0, \quad (15.83)$$

$$\text{где } 2a^2 = (1/B) (v_1^2 K_1 + v_{11}^2 K_2); \quad (15.84)$$

$$b^4 = [K_1 K_2 (B + B_{01} + B_{02})]/BB_{01} B_{02}; \quad (15.85)$$

$$c = K_1 K_2/B_{01} B_{02}; \quad e = K_1/B_{01} + K_2/B_{02}; \quad (15.86)$$

$$v_1^2 = 1 + B/B_{01}; \quad v_{11}^2 = 1 + B/B_{02}. \quad (15.87)$$

Здесь B — суммарная изгибная жесткость простенков и сплошных диафрагм; K_1, K_2, B_{01}, B_{02} — значения соответствующие сдвиговым и изгибным жесткостям первой и второй диафрагм; при этом должно быть соблюдено условие

$$K_1/B_{01} - K_2/B_{02} \neq 0. \quad (15.88)$$

По значению параметров жесткости конструкций многоэтажных зданий обычно $b^2 < a^2$. В этом случае решение уравнения (15.83) дает уравнение изгибающих моментов простенков диафрагмы:

$$M = pH^2 [C_1 \operatorname{ch} \alpha_1 x + C_2 \operatorname{sh} \alpha_1 x + C_3 \operatorname{ch} \alpha_2 x + C_4 \operatorname{sh} \alpha_2 x - 0,5(1 - \xi^2)t_1 + t_2], \quad (15.89)$$

$$\text{где } t_1 = c/b^4; \quad t_2 = (e - 2a^2 t_1)/H^2 b^4; \quad (15.90)$$

$$\alpha_{12} = \sqrt{a^2 \mp \sqrt{a^4 - b^4}}. \quad (15.91)$$

Изгибающие моменты между отдельными простенками распределяются пропорционально их изгибным жесткостям.

Краевые условия:

$$1) M'(0) = \rho H; \quad 2) M'''(0) - \frac{K_1 + K_2}{B} M'(0) = 0;$$

$$3) M(\lambda) = 0; \quad 4) M(\lambda) = -p.$$

Первое краевое условие обусловлено тем, что угол поворота вертикальных диафрагм в заделке $y'(0) = 0$; отсюда, согласно (15.17), при нулевом промежутке интегрирования N будет $-By'''(0) = Q_0(\theta)$ или $M'(0) = \rho H$.

Второе краевое условие получено после двукратного дифференцирования уравнения равновесия обобщенных поперечных сил системы $M''' + \bar{M}_1'' + \bar{M}_2'' = 0$.

С учетом (15.73) из значений $Q_{it,1}(0) = Q_{it,2}(0) = 0$ получают $M'''(0) + (K_1 + K_2)y''' = 0$, отсюда

$$M'''(0) - \frac{K_1 + K_2}{B} M'(0) = 0.$$

Третье и четвертое краевые условия не требуют пояснений.

Значения постоянных интегрирования, найденные из решения линейных уравнений, с точностью до множителя ρH^2 :

$$C_1 = -\frac{\mu_2 \operatorname{sh} \lambda_1 - \lambda_1 (t_1 + t_2 \lambda_2^2 - 1)}{\mu \lambda_1 \operatorname{ch} \lambda_1}; \quad C_2 = \frac{\mu_2}{\mu \lambda_1}; \quad (15.92)$$

$$C_3 = \frac{\mu_1 \operatorname{sh} \lambda_2 - \lambda_2 (t_1 + t_2 \lambda_1^2 - 1)}{\mu \lambda_2 \operatorname{ch} \lambda_2}; \quad C_4 = -\frac{\mu_1}{\mu \lambda_2}, \quad (15.93)$$

$$\text{где } \mu = \lambda_1^2 - \lambda_2^2; \quad \lambda_1 = \alpha_1 H; \quad \lambda_2 = \alpha_2 H; \quad (15.94)$$

$$\mu_1 = \lambda_0^2 - \lambda_1^2 (1 - t_1); \quad \mu_2 = \lambda_0^2 = \lambda_2^2 (1 - t_1); \quad (15.95)$$

$$\lambda_0^2 = H^2 (K_1 + K_2) / B. \quad (15.96)$$

Уравнение перемещений системы получают после двукратного интегрирования уравнения изгибающих моментов (15.89) и определения постоянных интегрирования из условий $y(0) = y'(0) = 0$.

Тогда

$$y = \frac{\rho H^4}{B} \left[(1 - \operatorname{ch} \alpha_1 x) C_1 / \lambda_1^2 + (\alpha_1 x - \operatorname{sh} \alpha_1 x) C_2 / \lambda_1^2 + \right. \\ \left. + (1 - \operatorname{ch} \alpha_2 x) C_3 / \lambda_2^2 + \right. \\ \left. + (\alpha_2 x - \operatorname{sh} \alpha_2 x) C_4 / \lambda_2^2 + (t_1 / 2) (\xi^2 / 2 - \xi^3 / 3) + \xi^4 / 12 \right] - t_2 \xi^2 / 2. \quad (15.97)$$

Поперечные силы перемычек диафрагм, стоек равносвязевых систем и комбинированных диафрагм удобнее определять из другого дифференциального уравнения. Запишем уравнение равновесия обобщенных поперечных сил в горизонтальном сечении системы

$$M + \bar{M}_1 + \bar{M}_2 = Q_0; \quad Q_0 = \rho H (1 - \xi); \quad (15.98)$$

Здесь распределенные моменты перемычек M_1, M_2 определяют по формуле (15.68); в равносвязевой системе с диафрагмами, имеющими проемы, $\bar{M}_2 = Q_{fr}$, а в равносвязевой системе с комбинированными диафрагмами $\bar{M}_1 = Q_{dg,c}, \bar{M}_2 = Q_{fr,c}$.

С учетом того, что $M' = By'''$ и что значение y''' , согласно (15.75), справедливо для каждой диафрагмы с проемами (поскольку их перемещения y равны), получим систему двух дифференциальных уравнений:

$$\left. \begin{aligned} (B/K_1) M_1'' - v_I^2 \bar{M}_1 - \bar{M}_2 + Q_0 &= 0; \\ (B/K_2) M_2'' - v_{II}^2 \bar{M}_2 - \bar{M}_1 + Q_0 &= 0. \end{aligned} \right\} \quad (15.99)$$

Для каждой вертикальной конструкции из системы уравнений (15.99) получают дифференциальное уравнение четвертого порядка. Для первой диафрагмы оно имеет вид

$$\bar{M}_1^{IV} - 2a^2 \bar{M}_1'' + b^4 \bar{M}_1 - c_1 Q_0 = 0; \quad (15.100)$$

здесь $2a^2, b^4$ сохраняют те же значения, что и в (15.84), (15.85);

$$c_1 = (1/B^2) (v_{II}^2 - 1) K_1 K_2; \quad (15.101)$$

для второй диафрагмы

$$c_1 = (1/B^2) (v_I^2 - 1) K_1 K_2. \quad (15.101, a)$$

Решение уравнения (15.100) дает уравнение распределенных моментов перемычек \bar{M}_i или поперечных сил стоек Q_i . Для первой диафрагмы

$$\bar{M}_1 = \rho H [C_1 \operatorname{ch} \alpha_1 x + C_2 \operatorname{sh} \alpha_1 x + C_3 \operatorname{ch} \alpha_2 x + C_4 \operatorname{sh} \alpha_2 x + t_3 (1 - \xi)], \quad (15.102)$$

$$\text{где } t_3 = (v_{II}^2 - 1) / (v_I^2 v_{II}^2 - 1);$$

для второй диафрагмы

$$t_3 = (v_I^2 - 1) / (v_I^2 v_{II}^2 - 1). \quad (15.103)$$

Краевые условия: 1) $\bar{M}_1(0) = 0$; 2) $\bar{M}_1''(0) + (1/B)K_1Q_0(0) = 0$; 3) $\bar{M}_1'(H) = 0$; 4) $\bar{M}_1''(H) - (1/B)K_1p = 0$.

Значения постоянных интегрирования

$$C_1 = -\frac{\lambda_{01}^2 - t_3 \lambda_2^2}{\lambda_1^2 - \lambda_2^2}; \quad C_2 = \frac{(\lambda_{01}^2 - t_3 \lambda_2^2)(1 + \lambda_1 \operatorname{sh} \lambda_1)}{\lambda_1(\lambda_1^2 - \lambda_2^2) \operatorname{ch} \lambda_1}; \quad (15.104)$$

$$C_3 = \frac{\lambda_{01}^2 - t_3 \lambda_1^2}{\lambda_1^2 - \lambda_2^2}; \quad C_4 = -\frac{(\lambda_{01}^2 - t_3 \lambda_1^2)(1 + \lambda_2 \operatorname{sh} \lambda_2)}{\lambda_2(\lambda_1^2 - \lambda_2^2) \operatorname{ch} \lambda_2}, \quad (15.105)$$

$$\text{где } \lambda_{01} = H^2 K_1 / B; \quad \lambda_{02} = H^2 K_2 / B. \quad (15.106)$$

При определении постоянных интегрирования для второй вертикальной конструкции в формулах (15.104), (15.105) вместо λ_{01} следует принимать λ_{02} .

По найденным значениям \bar{M}_i вычисляют изгибающие моменты перемычек. При этом согласно формулам (15.66), (15.68) для каждой диафрагмы $Q_{it} = \bar{M}_i / b$, отсюда

$$M_{it} = Q_{it} a_0 / 2 = \bar{M}_i t a_0 / 2b. \quad (15.107)$$

Поперечные силы стоек рамно-связевых систем и стоек комбинированных диафрагм, как изложено, определяют как $Q_i = \bar{M}_i$.

Продольные силы крайних простенков определяют интегрированием уравнения (15.102). В соответствии с (15.63) и (15.68) для крайних простенков каждой диафрагмы с проемами

$$N_i = -\frac{1}{b_i} \int_x^H \bar{M} dx = -\frac{\rho H^2}{b_i} \left[(\operatorname{sh} \lambda_1 - \operatorname{sh} \alpha_1 x) \frac{C_1}{\lambda_1} + (\operatorname{ch} \lambda_1 - \operatorname{ch} \alpha_1 x) \frac{C_2}{\lambda_1} + (\operatorname{sh} \lambda_2 - \operatorname{sh} \alpha_2 x) \frac{C_3}{\lambda_2} + (\operatorname{ch} \lambda_2 - \operatorname{ch} \alpha_2 x) \frac{C_4}{\lambda_2} + (1 - \xi)^2 \frac{t_3}{2} \right]; \quad i = 1, 2 \quad (15.108)$$

Для определения перемещений и усилий этой системы с разнотипными вертикальными конструкциями имеется программа расчета на ЭВМ.

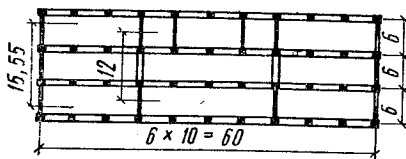


Рис. 15.44. К примеру расчета связевой системы с разнотипными диафрагмами с проемами

Пример 15.3. Определить прогиб и усилия от горизонтальных нагрузок в элементах 16-этажного здания, работающего в поперечном направлении по связевой системе с разнотипными вертикальными диафрагмами (рис. 15.44). Сетка колонн 6×6 ; высота этажей 4,2 м; высота здания $H_0 = 67,2$ м. Диафрагмы с одним и двумя рядами проемов и сплошные. В продольном направлении идут многопролетные рамы. Расстояние между осями крайних простенков первой диафрагмы $b = 2a = 15,55$ м, второй — $b = a = 12$ м.

Решение. Значения жесткости элементов диафрагм и расчетные параметры приведены в табл. 15.4 и 15.5.

15.4. Значения жесткости диафрагм

Жесткость элементов	Диафрагма с проемами		Сплошная диафрагма
	первая	вторая	
Суммарная изгибная простенков	$B_1 = 40,16 \cdot 10^7$ кН·м ²	$B_2 = 63,68 \cdot 10^7$ кН·м ²	—
Изгибная	$B_{01} = 472 \cdot 10^7$ кН·м ²	$B_{02} = 500 \cdot 10^7$ кН·м ²	$B_{dg} = 31,84 \cdot 10^7$ кН·м ²
Сдвиговая	$K_1 = 71,5 \cdot 10^4$ кН	$K_2 = 562 \cdot 10^4$ кН	—

Суммарная изгибная жесткость $B = B_1 + B_2 + B_{dg} = 135,68 \times 10^7$ кН·м². Условие (15.88), $K_1/B_{01} \neq K_2/B_{02}$, т. е. $1,15 \cdot 10^4 \neq 11,3 \times 10^4$, соблюдается.

Прогиб верхнего яруса здания при $\xi = 1$ по формуле (15.97) $f = 29,45 \cdot 10^{-3}$ (рН⁴/В).

Для расчета моментов переемычек и продольных сил простенков второй диафрагмы с проемами также вычисляют t_3 , λ_{02}^2 , $C_{1,2,3,4}$.

Заметим, что при шарнирном соединении переемычек с простенками прогиб $f = 125 \cdot 10^{-3}$ (рН⁴/В), т. е. увеличивается больше, чем в 4 раза.

Суммарный изгибающий момент простенков диафрагм с проемами и сплошных диафрагм определяют в заделке по формуле (15.89): $M = 0,22$ рН². Этот момент распределяется между отдельными элементами пропорционально их изгибным жесткостям.

Изгибающие распределенные моменты переемычек определяют по формуле (15.102): максимальный момент перемычек первой диафрагмы $M = 0,073$ рН при $\xi_0 = 0,35$; максимальный момент перемычек второй диафрагмы $M = 0,320$ рН при $\xi_0 = 0,35$. Затем определяют изгиба-

15.5. Значения расчетных параметров

Значение параметров	Номер формулы
$v_I^2 = 1,29; v_{11}^2 = 1,29$	(15.87)
$a^2 = 2,98 \cdot 10^{-3}; b'' = 1,4 \cdot 10^{-6}$	(15.84), (15.85)
$t_1 = 122,3 \cdot 10^{-3}; t_2 = 85,5 \cdot 10^{-3}$	(15.90)
$\alpha_1 = 15,5 \cdot 10^{-3}; \alpha_2 = 76 \cdot 10^{-3}$	(15.91)
$\lambda_1 = \alpha_1 H = 1,041; \lambda_2 = \alpha_2 H = 5,11; \lambda_0^2 = 21,19$	(15.94), (15.96)
Для расчета прогибов и изгибающих моментов простенков:	
$C_1 = -86,153 \cdot 10^{-3}; C_2 = 67,004 \cdot 10^{-3}$	(15.92)
$C_3 = -157,850 \cdot 10^{-3}; C_4 = 158,244 \cdot 10^{-3}$	(15.93)
Для расчета моментов перемычек и продольных сил простенков первой диафрагмы с проемами:	
$t_3 = 435 \cdot 10^{-3}; \lambda_{01}^2 = 2,39$	(15.103), (15.106)
$C_1 = -361,524 \cdot 10^{-3}; C_2 = 497,053 \cdot 10^{-3}$	(15.104)
$C_3 = -76,138 \cdot 10^{-3}; C_4 = 76,014 \cdot 10^{-3}$	(15.105)

ющие моменты перемычек по грани проема, пользуясь формулами (15.66), (15.68).

Продольные силы крайних простенков определяют при $x=0$ по формуле (15.108): для первой диафрагмы с проемами $N = -0,06pH^2/b$; для второй $N = -0,22pH^2/a$.

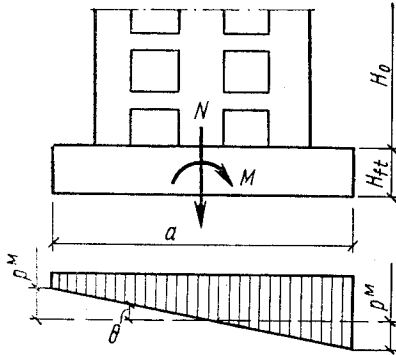
15.10. Влияние податливости оснований, изгиба перекрытий в своей плоскости на работу многоэтажной системы

15.10.1. Влияние податливости оснований

Под влиянием неравномерного давления основания на грунт происходит крен фундамента и вертикальной диафрагмы. При этом возникают дополнительные перемещения многоэтажного здания. В рамно-связевых системах под влиянием податливости основания увеличивается доля нагрузки, передающейся на рамы, особенно в верхних этажах. Из-за податливости основания под фундаментами колонн также создается дополнительное смещение рамного каркаса, однако в этой конструкции его влияние мало.

Чтобы повысить пространственную жёсткость многоэтажных зданий и устранить дополнительные прогибы, возникающие вследствие податливости основания, необ-

Рис. 15.45. К учету влияния податливости основания



ходимо уплотнять грунты основания сваями или устраивать сплошную фундаментную плиту и т. п. Податливость свайного основания, особенно при сваях-стойках, не существенна.

Под влиянием момента M осадка края фундамента вертикальной диафрагмы (рис. 15.45)

$$u = \pm \rho / C_{\varphi} = \pm Ma / 2C_{\varphi} I, \quad (15.109)$$

отсюда крен фундамента (пренебрегая деформацией самого фундамента)

$$\theta = 2u/a = M/B_{ft}, \quad (15.110)$$

где $B_{ft} = C_{\varphi} I$ — угловая жесткость фундамента; C_{φ} — коэффициент постели при неравномерном обжатии основания; I — момент инерции подошвы фундамента; a — размер стороны фундамента в плоскости изгиба.

В связевых системах с общим фундаментом дополнительный прогиб под всеми простенками диафрагмы под влиянием крена фундамента

$$f = \theta H. \quad (15.111)$$

Для рамно-связевых систем в решении (15.24) следует принять краевые условия с учетом податливости основания: 1) $\omega(0) = 0$; 2) $\omega'(0) = -BM(0)/B_{ft} = = B\omega''(0)/B_{ft}$, т. е. угол поворота диафрагмы в основании пропорционален изгибающему моменту*; 3) $\omega'(0)/\sqrt{s_2^2} - \omega''(0) = Q_0(0)$; 4) $\omega''_{\lambda} = 0$.

Постоянные интегрирования определяют из решения

* Членом $H_{ft}\theta_0(0)$ в выражении изгибающего момента как величиной относительно малой пренебрегают,

системы уравнений:

$$\left. \begin{aligned} C_1 = -C_3 = -ps_2^4 \kappa \alpha_0 / v^2; \quad C_2 = ps_2^3 \lambda / v^2; \\ C_4 = -ps_2^4 \frac{\alpha_0 (1 + \lambda \operatorname{sh} \lambda) - 1}{v^2 \operatorname{sh} \lambda} \end{aligned} \right\} \quad (15.112)$$

Здесь α_0 — характеристика податливости основания, определяемая как

$$\alpha_0 = \left\{ v^2 + \varphi_{ft} \beta_1 \left[1 - \frac{(v^2 - 1) \lambda^2}{2v^2} \right] \right\} / (v^2 + \varphi_{ft} \beta_2), \quad (15.113)$$

где

$$\beta_1 = \lambda \operatorname{sh} \lambda / (1 + \lambda \operatorname{sh} \lambda); \quad \beta_2 = \lambda \operatorname{sh} \lambda / \operatorname{ch} \lambda. \quad (15.114)$$

φ_{ft} — коэффициент податливости основания, определяемый как

$$\varphi_{ft} = B / HB_{ft}. \quad (15.115)$$

При абсолютно жестком основании $\alpha_0 = 1$; $\varphi_{ft} = 0$.

Уравнение перемещений рамно-связевой системы с учетом податливости основания после подстановки в (15.24) значений постоянных интегрирования принимает вид

$$\begin{aligned} w = \frac{ps_2^4}{v^2} \left[\lambda \varphi - \varphi^2 / 2 + \alpha_0 \kappa \operatorname{ch} \varphi - \frac{\alpha_0 (1 + \lambda \operatorname{sh} \lambda) - 1}{\operatorname{ch} \lambda} \operatorname{sh} \varphi - \right. \\ \left. - \alpha_0 \kappa + \frac{(v^2 - 1) \lambda^4}{2} (\xi^2 / 2 - \xi^3 / 3 + \xi^4 / 12) \right]. \quad (15.116) \end{aligned}$$

Усилия в элементах конструкции здания с учетом податливости основания определяют следующим образом. Изгибающий момент диафрагмы

$$\begin{aligned} M = -w'' = -\frac{\rho H^2}{v^2} \left[\frac{1}{2} (1 - \xi)^2 (v^2 - 1) - \frac{1}{\lambda^2} (1 - \alpha_0 \kappa \operatorname{ch} \varphi) - \right. \\ \left. - \frac{\alpha_0 + \alpha_0 \lambda \operatorname{ch} \lambda - 1}{\lambda^2 \operatorname{sh} \lambda} \operatorname{sh} \varphi \right]. \quad (15.117) \end{aligned}$$

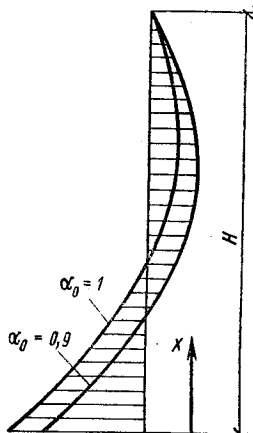
Поперечные силы вертикальной диафрагмы

$$\begin{aligned} Q_{dg} = M' = \frac{\rho H}{v^2} \left[(1 - \xi) (v^2 - 1) + \right. \\ \left. + \frac{\alpha_0 (1 + \lambda \operatorname{ch} \lambda) - 1}{\lambda^2 \operatorname{ch} \lambda} \operatorname{ch} \varphi - \frac{\alpha_0 \kappa}{\lambda} \operatorname{sh} \varphi \right]. \quad (15.118) \end{aligned}$$

Поперечные силы стоек рам

$$\begin{aligned} Q_{fr} = Q_0 - Q_{dg} = \frac{\rho H}{v^2} \left[1 - \xi + \frac{\alpha_0 \kappa}{\lambda} \operatorname{sh} \varphi - \right. \\ \left. - \frac{\alpha_0 (1 + \lambda \operatorname{sh} \lambda)}{\lambda \operatorname{sh} \lambda} \operatorname{ch} \varphi \right]. \quad (15.119) \end{aligned}$$

Рис. 15.46. Зависимость эпюры моментов вертикальной диафрагмы рамно-связевой системы от характеристики податливости основания



Под влиянием податливости основания уменьшаются характеристика α_0 и изгибающие моменты в основании вертикальной диафрагмы (рис. 15.46).

Пример 15.4. Определить прогиб и усилия от действия горизонтальной нагрузки в элементах 16-этажного здания, работающего в поперечном направлении по рамно-связевой системе, с учетом податливости основания по данным примера 15.1. Размеры фундамента поперечных диафрагм — 2×16 м; коэффициент постели при неравномерно обжатом грунте $C_\phi = 0,5$ МПа·см⁻¹, или $5 \cdot 10^{-4}$ кН/м³.

Решение. Угловая жесткость фундаментов трех диафрагм

$$B_{jt} = C_\phi I = 3 \cdot 5 \cdot 10^4 (2 \cdot 16^3) / 12 = 10,2 \cdot 10^7 \text{ кН/Н.}$$

Коэффициент податливости основания по формуле (15.114).

$\varphi_{jt} = B / (HB_{jt}) = 261 \cdot 10^7 / (48 \cdot 10,2 \cdot 10^7) = 0,53$; $\lambda = 0,73$; $\text{ch}\lambda = 1,28$; по формуле (15.114), $\text{ch}\lambda = 0,73$; $\beta_1 = 0,38$, $\beta_2 = 0,48$; по формуле (15.45) $\kappa = 1,24$; характеристика податливости основания по формуле (15.113) при $\nu^2 = 1$

$$\alpha_0 = \frac{1 + \varphi_{jt} \beta_1}{1 + \varphi_{jt} \beta_2} = \frac{1 + 0,53 \cdot 0,38}{1 + 0,53 \cdot 0,48} = 0,95.$$

Прогиб здания, согласно формуле (15.116), при $\varphi = \lambda$

$$f = \frac{pH^4}{2\lambda^2 B} \left[1 - \frac{2(\alpha_0 \kappa - 1)}{\lambda^2} \right] = 6,05 \cdot 10^{-4} p.$$

Следовательно, в сравнении с прогибом $f = 2,20 \cdot 10^{-4} p$ под влиянием податливости основания прогиб здания увеличивается в 2,75 раза.

Изгибающий момент в заделке диафрагмы, согласно формуле (15.117) при $\varphi = \xi = 0$, $\nu^2 = 1$

$$M = -\rho H^2 \frac{\alpha_0 \kappa - 1}{\lambda^2} = -783\rho.$$

Для одной диафрагмы $M = -261\rho$; в сравнении с изгибающим моментом при неподатливом основании $M = -345\rho$ — уменьшение на 24 %. Поперечные силы стоек рам Q_{fr} определяют в нескольких сечениях по высоте, пользуясь формулой (15.118).

Пример 5. Определить прогиб от горизонтальной нагрузки на 16-этажное здание, работающее в поперечном направлении по связевой системе, с учетом податливости основания по данным примера 2. Размеры фундамента, общего под обоими простенками диафрагмы, $2,8 \times 20$ м; коэффициент постели при неравномерном обжатии грунта $C_{\phi} = 0,5$ МПа·см⁻¹ или $5 \cdot 10^{-4}$ кН/м³.

Решение. Угловая жесткость фундаментов диафрагмы $B_{ft} = C_{\phi} I = 5 \cdot 10^4 (2,8 \cdot 20^3) / 12 = 10,5 \cdot 10^7$ кН·м.

Момент в заделке диафрагмы $M = \rho H^2 / 2 = 67,2\rho / 2 = 2250\rho$ (знак минус опущен).

Крен фундамента по формуле (15.110) $\theta = M / B_{ft} = 2250 / 10,5 \times 10^7 = 2,15 \cdot 10^{-5}\rho$.

Дополнительный прогиб диафрагмы под влиянием крена фундамента по формуле (15.111) $f = \theta H = 67,2 \cdot 2,15 \cdot 10^{-5}\rho = 14,5 \cdot 10^{-4}\rho$.

Суммарный прогиб $f = 13,9 \cdot 10^{-4}\rho + 14,5 \cdot 10^{-4}\rho = 28,4 \cdot 10^{-4}\rho$.

Следовательно, под влиянием податливости основания прогиб здания увеличился в 2,05 раза.

15.10.2. Влияние изгиба перекрытий в своей плоскости

В связевых системах при действии горизонтальных нагрузок прогиб перекрытий при изгибе в своей плоскости может стать соизмеримым с прогибами вертикальных диафрагм, если последние будут размещены на относительно больших расстояниях (рис. 15.47). В этом случае крайние вертикальные диафрагмы разгружаются, средние пригружаются и система перестает работать по плоской расчетной схеме. Распределение нагрузки между диафрагмами с проемами, пропорциональное M_{oj} , или между сплошными диафрагмами, пропорциональное жесткости B_j , происходит только при абсолютно жестких перекрытиях.

Принимают перемещения крайних диафрагм за u , средних диафрагм — за $u + f$. Прогиб междуэтажных перекрытий в своей плоскости f для здания длиной L и шириной h от равномерно распределенной горизонтальной нагрузки интенсивностью $p(x)l/L$ и сосредоточенных сил (реакций крайних и средних диафрагм) определяют как

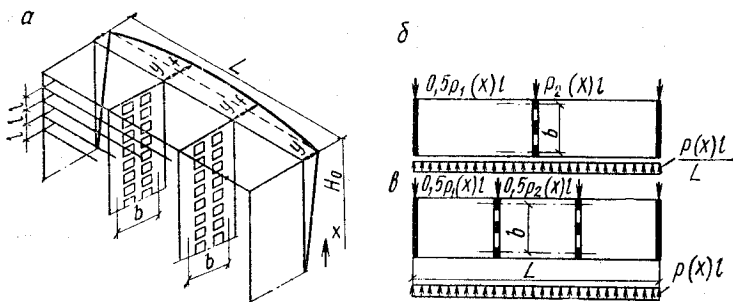


Рис. 15.47. К пространственному расчету многоэтажного здания с учетом изгиба перекрытий в своей плоскости

для однопролетной балки. Реакции при трех вертикальных диафрагмах составляют: в крайних сплошных диафрагмах — $0,5p_1(x)L$, в средней диафрагме с проемами — $p_2(x)L$; при этом $p_1(x) + p(x) = p_2(x)$. Тогда прогиб перекрытий

$$f = \frac{IL^3}{B_{fl}} [5p(x)/384 - p_2(x)/48] = [p_1(x) - \alpha p(x)]/C, \quad (15.120)$$

$$\text{где } C = (\Phi_{dg} B_{fl})/IL^3. \quad (15.121)$$

Здесь C — отпор перекрытия; B_{fl} — жесткость перекрытия при изгибе в своей плоскости, которую определяют с учетом деформаций сдвига и уменьшают делением на $\Phi = 1 + 2,4(h/L)^2$; $\alpha = 0,38$ и $\Phi_{dg} = 48$ — числовые коэффициенты (при четырех вертикальных диафрагмах $\alpha = 0,27$; $\Phi_{dg} = 64,8$).

Реакция $p_1(x)$ в выражении (15.120) зависит от соотношения упругих и геометрических характеристик горизонтальных и вертикальных диафрагм. Поскольку $p_1(x) = B y^{IV}$ из (15.120)

$$f = [B_1 y^{IV} - \alpha p(x)]/C, \quad (15.122)$$

где B_1 — суммарная изгибная жесткость сплошных крайних диафрагм.

Из (15.122) находят

$$y^{IV} = (1/B_1) [\alpha p(x) + C]f. \quad (15.123)$$

Уравнение равновесия обобщенных поперечных сил в горизонтальном сечении здания с крайними сплошными диафрагмами и средними с проемами имеет вид

$$-B_1 y''' - B_2 (y''' + f''') + M = Q_0, \quad (15.124)$$

где B_2 — суммарная изгибная жесткость простенков средних диафрагм.

После преобразования уравнения (15.124) с учетом (15.73) и дифференцирования по x

$$B_1 y^{IV} + B_2 f^{IV} - K(y'' + f'') - (K/B_0) Nb - p(x) = 0, \quad (15.124)$$

где $B = B_1 + B_2$.

Из уравнения моментов в горизонтальном сечении

$$Nb = M_0 - M = M_0 + B_1 y'' + B_2 f''. \quad (15.126)$$

После подстановки в уравнение (15.125) выражения N_b по (15.126) и значения f по (15.122) для распределенной нагрузки $p(x)$, изменяющейся линейно, получают обобщенное уравнение изгиба пространственной системы

$$\frac{B_1 B_2}{C} y^{VIII} - \frac{B_1 K v_0^2}{C} y^{VI} + B_1 y^{IV} - K v_0^2 y'' - K M_0 / B_0 - p(x) = 0, \quad (15.127)$$

$$\text{где } v_0^2 = 1 + B/B_0. \quad (15.128)$$

Следует обратить внимание на то, что из обобщенного уравнения (15.127), когда перекрытия абсолютно жесткие и $C \rightarrow \infty$, получают уравнение (15.19) для плоской расчетной схемы.

Если учесть, что $B_1 y'' = -M$, то уравнение (15.127) можно привести к моментному уравнению шестого порядка.

При сплошных крайних и средних вертикальных диафрагмах уравнение (15.125) принимает вид

$$B_1 y^{IV} + B_2 f^{IV} - p(x) = 0. \quad (15.129)$$

После подстановки в уравнение (15.139) значения y^{IV} по (15.123) получают уравнение прогибов перекрытий в функции координаты x по высоте здания

$$B_2 f^{IV} + \frac{BC}{B_1} f - \left(1 - \frac{\alpha B}{B_1}\right) p(x) = 0. \quad (15.130)$$

Уравнение (15.130) представляет собой уравнение балки на упругом основании с коэффициентом постели C (см. гл. 12); оно приводится к виду

$$(s_1^4/4) f^{IV} + f - (\mu/C) p(x) = 0, \quad (15.131)$$

$$\text{где } s_1 = \sqrt[4]{4B_1 B_2 / BC}; \quad (15.132)$$

$$\mu = B_1 / B_2 - \alpha. \quad (15.133)$$

Здесь s_1 — линейная характеристика.

Если балка на упругом основании — длинная ($\lambda = H/S_1 \geq 3$), то уравнение (15.131) имеет решение:

$$f = C_1 \eta_1 + C_2 \eta_2 + (\mu/C) p(x), \quad (15.134)$$

где $\eta_1 = e^{-\varphi} \cos \varphi$; $\eta_2 = e^{-\varphi} \sin \varphi$; $\varphi = x/s_1$.

Краевые условия: 1) $f(0) = 0$; 2) $f'(0) = 0$.

Постоянные интегрирования

$$C_1 = -\mu p(0)/C; \quad C_2 = -\frac{\mu}{C} [p(0) + s_1 p'(0)]. \quad (15.135)$$

Решение (15.134) с учетом (15.135)

$$f = (\mu/C) [p(x) - \eta_3 (p(0) - \eta_2 s_1 p'(0))], \quad (15.136)$$

где $\eta_3 = \eta_1 + \eta_2$.

Прогиб перекрытий при равномерно распределенной нагрузке

$$f = (\mu/C) p(1 - \eta_3). \quad (15.137)$$

Нагрузки, передающиеся на крайние и средние диафрагмы, находят из выражения (15.120) с учетом (15.133), (15.137):

$$p_1 = (B_1/B - \eta_3 \mu) p; \quad p_2 = (B_2/B + \eta_3 \mu) p. \quad (15.138)$$

Если безразмерная координата $\varphi > 1,5$, то параметр $\eta_3 \rightarrow 0$, и тогда нагрузка между диафрагмами распределится только пропорционально их жесткостям, т. е. как при плоской расчетной схеме. Следовательно, с увеличением числа этажей и увеличением φ влияние изгиба перекрытий в своей плоскости затухает как затухают перемещения длинной балки на упругом основании. Прогиб перекрытий в своей плоскости в сравнении с прогибом вертикальных конструкций становится малой величиной.

Граничное число этажей h , при котором работу здания можно описывать плоской расчетной схемой исходя из значения $\lambda = 3$, составит

$$n = H/l = \lambda s_1/l = (3/l) \sqrt[4]{4B_1 B_2 / BC}. \quad (15.139)$$

В регулярных зданиях связевой системы с тремя-четырьмя вертикальными диафрагмами по соотношению значений жесткости диафрагм и междуэтажных перекрытий часто $n = 12 \dots 14$.

Влияние податливости стыков сборного железобетонного перекрытия при изгибе в своей плоскости можно оценить исходя из кривизны оси при изгибе

$$1/\rho = M(1/B + 1/aC_{fl}), \quad (15.140)$$

где $B=0,85E_bI_b$; a — расстояние между стыками панелей в направлении L ; C_{fl} — коэффициент жесткости стыков сборного перекрытия (определяемый из опытов).

Отсюда жесткость сборного перекрытия при изгибе в своей плоскости

$$B_{fl} = B/(1 + B/aC_{fl}); \quad (15.141)$$

в расчетах конструкций, как показали исследования, можно принимать $B_{fl}=0,7 B$.

15.11. Динамические характеристики многоэтажных зданий

15.11.1. Рамные системы

Для многоэтажного каркасного здания (рис. 15.48, а) число частот и соответствующих им форм свободных горизонтальных колебаний равно числу этажей (числу степеней свободы). При этом массы перекрытий и колонн считаются сосредоточенными в узлах (рис. 15.48, б). Ярусная масса многоэтажного здания

$$m = Q/g, \quad (15.142)$$

где Q — ярусная нагрузка от перекрытия, колонн, стен и временной нагрузки; g — ускорение силы тяжести.

При свободных горизонтальных колебаниях многоэтажной рамы внешней нагрузкой будут силы инерции массы, равные $-m \frac{\partial^2 y}{\partial t^2}$. При $n \geq 6$ их можно представить в виде распределенной нагрузки

$$p(x) = -\frac{m}{l} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2}. \quad (15.143)$$

С учетом $Ky'' = -p(x)$ получим однородное дифференциальное уравнение свободных колебаний

$$K \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} - \frac{m}{l} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = 0. \quad (15.144)$$

Из решения уравнения с подстановкой $y = XT$ находят

$$X = C_1 \sin \alpha x + C_2 \cos \alpha x, \quad (15.145)$$

где X — ордината формы свободных колебаний; T — функции времени:

$$\alpha = \omega \sqrt{m/Kl}; \quad (15.146)$$

ω — частота свободных горизонтальных колебаний.

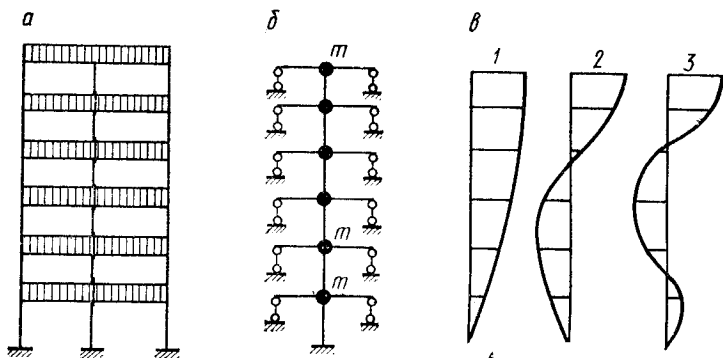


Рис. 15.48. К динамическому расчету многоэтажного каркасного здания

a — поперечная рама; *b* — расчетная схема при определении частот и форм свободных горизонтальных колебаний; *в* — первые три формы свободных колебаний

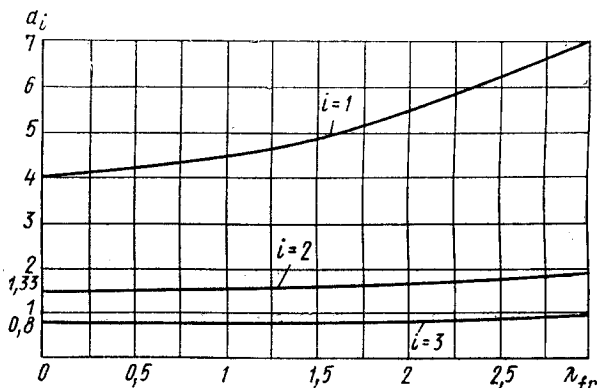


Рис. 15.49. К определению периодов свободных горизонтальных колебаний многоэтажных рам с учетом продольных деформаций стоек

Краевые условия: 1) $X(0)=0$; 2) $KX'(H)=0$. При этом получают два однородных уравнения: 1) $C_2=0$; 2) $C_1 \cos \alpha H=0$, из решения которых следует, что $\cos \alpha H=0$; $\alpha H=(2i-1)\pi/2$, где $i=1, 2, 3, \dots$ номер тона свободных колебаний.

Период свободных колебаний согласно (15.146)

$$T_i = 2\pi/\omega = \frac{4H}{2i-1} \sqrt{m/(Kl)}. \quad (15.147)$$

Здесь H определяют по формуле (15.5). Форма свободных колебаний, согласно (15.145)

$$X = C_1 \sin \alpha x = C_1 \sin (2i - 1) \pi \xi / 2. \quad (15.148)$$

При определении форм свободных колебаний необходимы лишь отношения перемещений, поэтому в (15.148) принимают $C_1 = 1$. Первые три формы свободных колебаний изображены на рис. 15.48, в.

Если характеристика жесткости рамы согласно (15.29) $\lambda_{fr} \geq 0,7$, период свободных колебаний определяют с учетом деформаций стоек от продольных сил

$$T_i = a_i H \sqrt{m/Kl}, \quad (15.149)$$

где a_i — коэффициент, определяемый по графику (рис. 15.49).

Продольные силы влияют в основном на первый тон.

15.11.2. Рамно-связевые системы

Из уравнения (15.19) при малом влиянии продольных деформаций стоек, когда $v^2 = 1$ (т. е. при $\lambda_{fr} < 0,7$), получают уравнение свободных колебаний рамно-связевой системы:

$$B \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} - K \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} + \frac{m}{l} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = 0. \quad (15.150)$$

Подстановкой $y = XT$ получают обыкновенное дифференциальное уравнение:

$$X^{IV} - 2a^2 X'' - b^4 X = 0, \quad (15.151)$$

$$\text{где } 2a^2 = K/B; \quad b^4 = \omega^2 m/Bl. \quad (15.152)$$

Характеристическое уравнение

$$r^4 - 2a^2 r^2 - b^4 = 0 \quad (15.153)$$

имеет корни $r_1 = -r_2 = \alpha_1$; $r_3 = -r_4 = i\alpha_2$,

$$\text{где } \alpha_{1,2} = \sqrt{V a^4 + b^4 \pm a^2}.$$

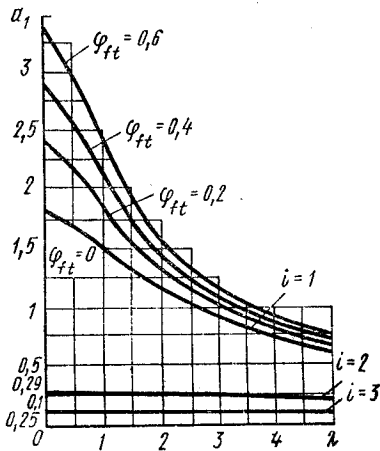
Решение уравнения (15.151) представляет собой уравнение форм свободных колебаний

$$X = C_1 \operatorname{ch} \alpha_1 x + C_2 \operatorname{sh} \alpha_1 x + C_3 \cos \alpha_2 x + C_4 \sin \alpha_2 x. \quad (15.154)$$

Краевые условия: 1) $X(0) = 0$; 2) $X'(0) = BX''/B_{ft}$; 3) $BX'''(H) = 0$; 4) $KX'(H) - BX'''(H) = 0$.

Отсюда получают систему четырех однородных уравнений.

Рис. 15.50. К определению периодов свободных горизонтальных колебаний равно-связевых систем



Раскрывая определитель системы уравнений и приравнявая его нулю, получают уравнение частот с неизвестными λ_1 и λ_2 :

$$D(\omega) = 0; \quad (15.155)$$

здесь $\lambda_1 = \alpha_1 H$; $\lambda_2 = \alpha_2 H$.

Для нахождения λ_1 и λ_2 необходимо привлечь свойства корней характеристического уравнения (15.153), согласно которым

$$\left. \begin{aligned} \alpha_1^2 - \alpha_2^2 = 2a^2 \text{ или } \lambda_1^2 - \lambda_2^2 = \lambda^2; \\ \alpha_1^2 \alpha_2^2 = b^4 \text{ или } \lambda_1^2 \lambda_2^2 = b^4 H^4; \end{aligned} \right\} \quad (15.156)$$

$$\text{отсюда } b^4 = \lambda_1^2 \lambda_2^2 / H^2. \quad (15.157)$$

Для практических расчетов при проектировании совместным решением уравнений (15.155) и (15.157) в зависимости от различных значений характеристики жесткости λ и коэффициента податливости оснований φ_{ft} найдены произведения $\lambda_1 \lambda_2$, а по ним — значения $a_i = = 2\pi / 2\lambda_1 \lambda_2$. Период свободных горизонтальных колебаний равно-связевой системы для трех первых тонов

$$T_i = a_i H^2 \sqrt{m/BI}; \quad i = 1, 2, 3; \quad (15.158)$$

здесь a_i — коэффициент, определяемый по графику (рис. 15.50); B — изгибная жесткость сплошной диафрагмы.

Податливость основания, как следует из графика, влияет только на первый тон свободных колебаний.

Влияние жесткости заполнения каркасного здания (стенных панелей, внутренних перегородок, облицовок и т.п.) при определении периода свободных колебаний согласно опытным данным может быть учтено в расчете увеличением сдвиговой жесткости K в 1,5...2 раза.

15.11.3. Связевые системы

Уравнение свободных горизонтальных колебаний вертикальных диафрагм с проемами связевых систем с учетом влияния продольных сил простенков также можно получить из уравнения (15.19) после подстановки в него выражения нагрузки $p(x) = -m\partial^2 y/\partial t^2$. Для практических расчетов систему с распределенной массой заменяют дискретной системой с сосредоточенными массами и ограниченным числом степеней свободы. Здание по высоте разбивают на k равных участков, в центре которых сосредоточивается распределенная масса. С помощью единичных перемещений δ_{ik} для системы с 10 степенями свободы составлено уравнение частот, и из его решения найдены периоды и формы свободных колебаний. Период свободных горизонтальных колебаний вертикальных диафрагм с проемами для трех первых тонов

$$T_i = a_i H^2 \sqrt{m/Bl}; \quad i = 1, 2, 3; \quad (15.159)$$

где a_i — коэффициент, определяемый по графику (рис. 15.51); B — суммарная изгибная жесткость простенков вертикальной диафрагмы.

Для сплошных вертикальных диафрагм связевых систем при учете влияния податливости основания уравнение формы свободных колебаний имеет вид

$$X = C_1 \operatorname{ch} \alpha x + C_2 \operatorname{sh} \alpha x + C_3 \cos \alpha x + C_4 \sin \alpha x, \quad (15.160)$$

$$\text{где } \alpha = \sqrt{\omega^2 m/Bl}; \quad (15.161)$$

B — изгибная жесткость сплошной диафрагмы.

Краевые условия: 1) $X(0) = 0$; 2) $X'(0) = BX''(0)/B_{ft}$; 3) $BX''(H) = 0$; 4) $BX'''(H) = 0$.

Отсюда получают систему четырех однородных уравнений.

После раскрытия определителя системы однородных уравнений получают уравнение частот $D(\omega) = 0$, из решения которого находят $\lambda_1 = \alpha H$ и значения α .

Период свободных горизонтальных колебаний сплошных диафрагм связевых систем для трех первых тонов

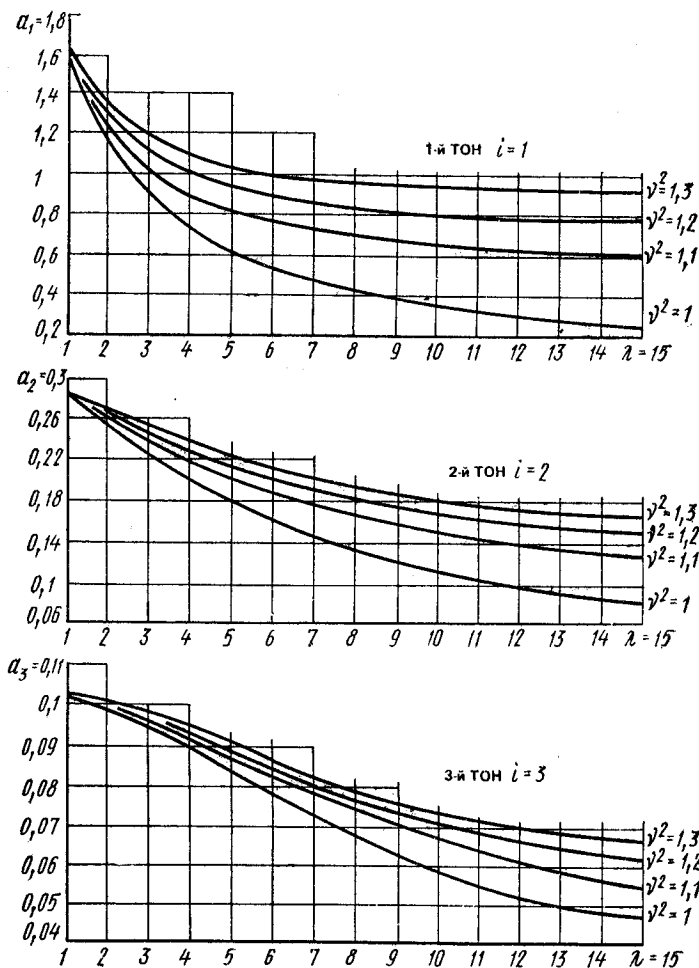


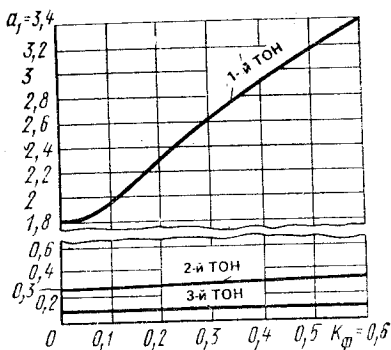
Рис. 15.51. К определению периодов свободных горизонтальных колебаний трех первых тонов диафрагм с проемами

$$T_i = a_i H^2 \sqrt{m/Bt}; \quad i = 1, 2, 3; \quad (15.162)$$

значения a_i определяют по графику (рис. 15.52).

Податливость основания, как следует из графика, влияет лишь на первый тон свободных колебаний вертикальной диафрагмы.

Рис. 15.52. К определению периодов свободных горизонтальных колебаний связевых диафрагм с учетом податливости основания



15.11.4. Системы с разнотипными вертикальными конструкциями

Период свободных горизонтальных колебаний рамно-связевых и связевых систем с диафрагмами, имеющими проемы, а также связевых систем с разнотипными вертикальными конструкциями практически можно определить также по формуле (15.162). С этой целью необходимо в формулу подставить изгибную жесткость системы B_{eq} , эквивалентную жесткости сплошной диафрагмы по прогибу консоли.

При $p=1$ прогиб консоли $f_{st} = H^4/8B_{eq}$; отсюда

$$B_{eq} = H^4/8f_{st}, \quad (15.163)$$

здесь f_{st} — прогиб исследуемой системы от $p=1$.

Пример 6. Определить период свободных горизонтальных колебаний 16-этажного здания, работающего в поперечном направлении по рамно-связевой системе, по данным примера 1. Ярусная нагрузка от одного этажа (включая колонны, стены и полезную нагрузку) $Q=5500$ кН.

Решение. При значениях характеристик жесткости рамно-связевого здания $\lambda=0,73$, коэффициентов $\nu^2=1$ и $\varphi_{ft}=0$ по графику рис. 15.50 находят $a_1=1,65$; $a_2=0,25$; $a_3=0,1$.

Вычисляют период колебаний трех первых тонов по формуле (15.158):

$$T_1 = a_1 H^2 \sqrt{\frac{m}{Bl}} = 1,65 \cdot 48^2 \sqrt{\frac{5500}{9,81 \cdot 26 \cdot 107 \cdot 3}} = 1,03 \text{ с};$$

$$T_2 = 0,156 \text{ с}; \quad T_3 = 0,063 \text{ с}.$$

При податливом основании и значении коэффициента $\varphi_{ft}=0,53$ (пример 4) по графику рис. 15.50 находят $d_1=2,7$ и по формуле (15.158) $T_1=1,68$ с; периоды колебаний высших тонов при податливом основании не изменяются.

Пример 7. Определить период свободных горизонтальных колебаний 16-этажного здания, работающего в поперечном направлении по связевой системе, по данным примера 2. Ярусная нагрузка от одного этажа (включая колонны, стены и полезную нагрузку) $Q = 12000$ кН.

Решение. При значениях характеристики жесткости диафрагмы с проемами $\lambda = 6,3$ и коэффициента $\nu^2 = 1,125$ по графику *рис. 15.51* находят $a_1 = 0,8$; $a_2 = 0,082$.

Вычисляют периоды колебаний трех первых тонов при суммарной жесткости простенков четырех диафрагм $B = 4 \cdot 31,6 \cdot 10^7 = 126,4 \cdot 10^7$ кН·м² по формуле (15.159).

$$T = a_1 H^2 \sqrt{\frac{m}{Bl}} = 0,8 \cdot 67,2^2 \sqrt{\frac{12000}{9,81 \cdot 126,4 \cdot 10^7 \cdot 4,2}} = 1,74 \text{ с};$$

$$T_2 = 0,41 \text{ с}; \quad T_3 = 0,18 \text{ с}.$$

15.11.5. Коэффициент формы колебаний

Для расчета многоэтажных зданий на динамические воздействия необходимо определять коэффициент формы колебаний, выражение которого при постоянных ярусных массах имеет вид:

$$\eta_{ik} = \left(X_{ik} \sum_{j=1}^n X_{ij} \right) / \sum_{j=1}^n X_{ij}^2 \quad (15.164)$$

где i — номер тона колебаний; k — номер этажа, в котором определяют значение коэффициента формы; j — номер любого этажа; n — число этажей.

Для регулярных конструкций суммирование можно заменить интегрированием; тогда выражение коэффициента формы колебаний принимает вид:

$$\eta_{ik} = X_{ik} \int_0^1 X_1 d\xi / \int_0^1 X_i^2 d\xi. \quad (15.165)$$

В зависимости от конструктивно-расчетной схемы многоэтажного здания форму свободных колебаний первого тона можно аппроксимировать близкими по очертанию кривыми. Так, для связевых, а также для рамно-связевых систем с характеристикой жесткости $\lambda \leq 1$ (*рис. 15.53, а*) можно принять

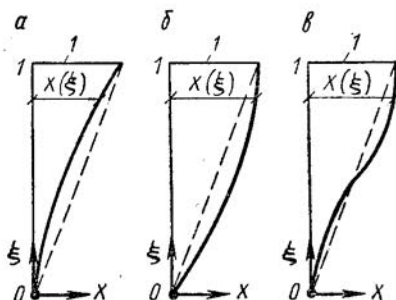
$$X = 1 - \cos(\xi\pi/2); \quad (15.166)$$

для рамных систем (*рис. 15.53, б*)

$$X = \sin(\xi\pi/2); \quad (15.167)$$

Рис. 15.53. Формы свободных горизонтальных колебаний систем

a — связевых и рамно-связевых при $\lambda \leq 1$; *б* — рамных; *в* — рамно-связевых при $\lambda > 1$



для рамно-связевых систем при $\lambda > 1$ (рис. 15.53, в)

$$X = (1/2)(1 - \cos \xi\pi). \quad (15.168)$$

Коэффициент формы колебаний, согласно выражению (15.165), с учетом (15.166)...(15.168)

$$\eta_{ih} = A_1 X, \quad (15.169)$$

здесь A_1 — постоянный множитель, определяемый по табл. 15.6.

15.6. Значения постоянного множителя A_1 для определения коэффициента формы колебаний в зависимости от конструктивно-расчетной схемы многоэтажного здания

Коэффициент	Системы				Рамные
	связевые	рамно-связевые при			
		$\lambda \leq 1$	$\lambda = 1 \dots 6$	$\lambda > 6$	
A_1	1,6	1,6	$1,654 - 0,054 \lambda$	1,33	1,27

15.12. Ветровая нагрузка

15.12.1. Средняя составляющая ветровой нагрузки

Ветровую нагрузку на многоэтажное здание определяют в расчетах как сумму двух составляющих: средней и динамической пульсационной. Средняя составляющая соответствует установившемуся скоростному давлению и учитывается в расчете во всех случаях. Пульсационная же составляющая учитывается в расчетах многоэтажных зданий, лишь имеющих высоту 40 метров и более.

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки

$$w = w_0 kc, \quad (15.170)$$

где w_0 — нормативное значение ветрового давления, определяемое по нормам в зависимости от ветрового района; k — коэффициент, учитывающий возрастание ветрового давления (определяется в зависимости от высоты здания и типа местности по табл. 15.7); c — аэродинамический коэффициент, принимаемый для зданий равным 1,4.

15.7. Коэффициент k , учитывающий возрастание ветрового давления по высоте здания

Тип местности	Высота здания над поверхностью земли, м								
	5	10	20	40	60	80	100	150	200
Тип А — открытая	0,75	1	1,25	1,5	1,7	1,85	2,0	2,25	2,45
Тип В — Городская территория, лесной массив и прочие местности с препятствиями высотой более 10 м	0,5	0,65	0,85	1,1	1,3	1,45	1,6	1,9	2,1
Тип С — городские районы с застройкой зданиями высотой более 25 м	0,4	0,4	0,55	0,8	1,0	1,15	1,25	1,55	1,8

15.12.2. Пульсационная составляющая ветровой нагрузки

Нормативное значение пульсационной составляющей ветровой нагрузки для многоэтажных зданий с постоянными по высоте жесткостью, массой и шириной наветренной поверхности

$$w_p = 1,4\xi\xi_a w_m H,$$

где $\xi = x/H$ — относительная координата по высоте здания; ξ_a — коэффициент динамичности определяемый в зависимости от первой формы свободных колебаний здания; $w_m H$ — нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки для верха здания, определяемое по формуле (15.170) (ξ — коэффициент пульсации давления ветра, определяемый для верха здания по табл. 15.8; v — коэффициент пространственной корреляции пульсации давления ветра для верха здания, принимаемый равным 0,6).

15.8. Коэффициент пульсации давления ветра

Тип местности	Высота здания над поверхностью земли, м					
	40	60	80	100	150	200
A	0,62	0,58	0,56	0,54	0,51	0,49
B	0,80	0,74	0,70	0,67	0,62	0,58
C	1,26	1,14	1,06	1,0	0,90	0,84

Примечание. Характеристики типов местности см. табл. 15.7.

Коэффициент динамичности определяют по графику норм в зависимости от параметра ε :

$$\varepsilon = \frac{\sqrt{\gamma_f \omega_0}}{940 f_1}; \quad \omega_0 \text{ (Па)}; \quad (15.172)$$

где $\gamma_f = 1,4$ — коэффициент надежности по ветровой нагрузке; $f_1 = 1/T_1$; T_1 — период свободных горизонтальных колебаний по первой форме.

В упрощенной постановке для определения периода свободных горизонтальных колебаний можно пользоваться формулой

$$T_1 = \varphi n, \quad (15.173)$$

где φ — коэффициент, принимаемый равным: для рамно-связевых систем — 0,075, для рамных систем — 0,09; n — число этажей здания.

Расчетная ветровая нагрузка

$$w = (w_m + w_p) \gamma_f. \quad (15.174)$$

15.12.3. Ускорение колебаний

Ускорение колебаний верхнего этажа здания исходя из зависимости между силой, массой одного этажа m и ускорением при коэффициенте пульсации 0,2 составляет

$$a = 0,2 \gamma_f w_{mH} \xi_a L \eta_{11} / m, \quad (15.175)$$

где $\gamma_f w_{mH}$ — расчетная средняя составляющая ветровой нагрузки для верха зданий; η_{11} — коэффициент формы колебаний при $\xi = 1$, определяемый по формуле (15.169); L — длина наветренной поверхности здания; l — высота этажа.

1. Какие применяют конструктивные схемы многоэтажных промышленных зданий?
2. Каковы конструкции многоэтажных сборных рам и стыков колонн?
3. Каковы конструкции многоэтажных монолитных и сборно-монолитных рам?
4. Какие применяют конструктивные схемы многоэтажных гражданских каркасных и панельных зданий?
5. Какие применяют системы, обеспечивающие пространственную жесткость многоэтажного здания?
6. Чем обеспечивается совместная работа разнотипных вертикальных конструкций многоэтажных зданий?
7. Чем характерны основные вертикальные несущие конструкции каркасных зданий — рамы диафрагмы, ядра жесткости?
8. Какие возможные расчетные схемы многоэтажных зданий?
9. Что такое сдвиговая жесткость многоэтажного рамного каркаса, как она определяется?
10. Какая существует зависимость между перемещением многоэтажной рамы и поперечной силой от горизонтальной нагрузки?
11. Как записывают уравнение равновесия поперечных сил в горизонтальном сечении многоэтажной рамы?
12. Как записывают основное уравнение многоэтажной системы? Что такое линейная характеристика и характеристика жесткости?
13. Как влияет податливость стыков на работу сборных железобетонных конструкций и как она учитывается в расчетах?
14. Как определить перемещения и усилия в рамно-связевых системах?
15. Чем характерны рамно-связевые системы с комбинированными диафрагмами?
16. Как определить перемещения и усилия в диафрагмах с проемами связевых систем?
17. Как определить прогибы и усилия в расчетных сечениях многоэтажных систем с применением таблиц?
18. В чем особенность расчета системы с двумя разнотипными вертикальными конструкциями?
19. Как влияет податливость оснований на работу многоэтажной конструкции?
20. Как влияет изгиб перекрытия в своей плоскости на работу многоэтажной конструкции.
21. Как определить граничное число этажей, при котором работа здания начинает описываться плоской расчетной схемой?
22. Как определяют динамические характеристики рамных систем?
23. Как определяют динамические характеристики рамно-связевых систем?
24. Как определяют динамические характеристики диафрагм с проемами связевых систем?
25. Как определить коэффициент формы колебаний?
26. Как определить пульсационную составляющую ветровой нагрузки на многоэтажное здание?

ГЛАВА 16. КОНСТРУКЦИИ ИНЖЕНЕРНЫХ СООРУЖЕНИЙ

16.1. Инженерные сооружения промышленных и гражданских комплексов строительства

На территориях промышленных и гражданских объектов строительства помимо зданий производственного, жилищного, административного, культурно-бытового назначения размещают инженерные сооружения. Они предназначены обеспечивать: транспортные, погрузочно-разгрузочные, производственные операции (железнодорожные и автодорожные эстакады на складах сырья, полуфабрикатов, готовой продукции; крытые и открытые транспортные галереи); перемещение людских потоков (подземные и наземные переходы); снабжение объектов электроэнергией (трансформаторные подстанции), водой (резервуары, водонапорные башни, насосные, градирни), сжатым воздухом (компрессорные установки), теплом (теплоагрегаты), газом (газодувки); сбор и очистку сточных вод (отстойники, фильтры, аэротенки); благоустройство территории (подпорные стенки) и т. д.

Наиболее сложные инженерные сооружения обычно входят в особые комплексы транспортного, энергетического, гидротехнического, городского строительства.

Менее сложные инженерные сооружения включают в состав объектов промышленно-гражданского строительства. Наибольшее значение среди них имеют: резервуары для воды (круглые и прямоугольные в плане) и подобные им емкостные очистные сооружения систем канализации и водоснабжения, водонапорные башни; силосы (большие емкости для хранения сыпучих материалов); бункера (малые емкости для приема и хранения сыпучих материалов, устройства для погрузочно-разгрузочных операций самотеком); подпорные стены (на складах сырья, для благоустройства территорий); подземные сооружения на производственных площадках (каналы и тоннели для инженерных сетей, сооружения неглубокого заложения).

В данном курсе рассмотрены железобетонные конструкции инженерных сооружений именно этого рода; конструкции особо сложных инженерных сооружений транспортного, энергетического, гидротехнического, городского строительства изучают в специальных курсах.

16.2. Цилиндрические резервуары

16.2.1. Общие сведения

Резервуары для воды строят цилиндрической и призматической (прямоугольной в плане) формы, заглубленными (относительно уровня земли) и наземными, закрытыми (с покрытием) и открытыми. Резервуары более сложной формы (сферические, торовые, линзообразного поперечного сечения и др.) применяют в особых условиях. Емкостные очистные сооружения систем канализации и водоснабжения по форме и конструкции аналогичны резервуарам для воды.

В общем курсе железобетонных конструкций рассмотрены лишь резервуары для воды — цилиндрические и прямоугольные. Резервуары для нефти и нефтепродуктов, устраиваемые на базах нефтеперерабатывающих заводов, ТЭЦ и ГРЭС, а также резервуары для технологических растворов предприятий химической, металлургической, пищевой промышленности относятся к особым комплексам строительства.

Требуемую вместимость резервуаров определяют технологическим расчетом (в системе водоснабжения, канализации, обеспечения производственного процесса и т. д.); форму и габаритные размеры — технико-экономическим анализом возможных конструктивных решений. Опытом установлено, что заглубленные резервуары для воды вместимостью до 2...3 тыс. м³ экономичнее делать круглой формы в плане, а более 5...6 тыс. м³ — прямоугольной формы.

Стоимость строительства резервуаров и расход строительных материалов существенно зависят от внутренней высоты резервуара и глубины его заложения. С увеличением высоты возрастает внутреннее давление воды на его стены, с увеличением глубины заложения — боковое давление грунта.

В отечественной практике на основании технико-экономических исследований унифицированы основные параметры всех емкостных сооружений систем водоснабжения и канализации. Применительно к резервуарам для воды приняты унифицированные объемы и оптимальные высоты (табл. 16.1). Проведена унификация резервуаров не только по основным параметрам (вместимости, габаритным размерам), но и по конструктивным решениям;

16.1. Унифицированные параметры круглых резервуаров для воды

Параметр	Объем резервуара, м ³							
	100	150	250	500	1000	2000	3000	6000
Диаметр, м	6,5	8	10	12	18	24	30	42
Высота, м	3,6	3,6	3,6	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8

разработана особая номенклатура типовых конструктивных элементов.

Резервуары могут выполняться монолитными, сборными и сборно-монолитными. В сборных расходуется на 15...20 % меньше бетона и арматуры, существенно сокра-

16.2. Унифицированные параметры прямоугольных резервуаров для воды

Параметр	Объем резервуара, м ³									
	100	250	500	1000	2000	3000	6000	10 000	20 000	
Размеры в плане	6×6	6×12	12×12	12×18	18×24	24×30	36×36	48×48	66×66	
Высота, м	3,6	3,6	3,6	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8	4,8	

щается продолжительность их строительства. Для стен и днища резервуаров применяют тяжелый бетон классов по прочности на сжатие В15...В30, марок по водонепроницаемости — W4...W10, по морозостойкости F100...F150.

16.3. Минимальная толщина стен монолитных силосов

Форма силосов в плане	Толщина стен, мм	
	наружных	внутренних
Круглые диаметры 6 м	180	160
То же 12 м	240	—
Квадратные	160	150

Класс бетона принимают, учитывая технологический режим эксплуатации резервуара, воздействия на сооружение окружающей среды (расчетной температуры наружного воздуха, влажности грунта, агрессивности грунтовых вод).

Чтобы обеспечить водонепроницаемость, применяемый

бетон должен быть по возможности плотным, что достигается особым подбором его состава при наименьшем водоцементном отношении, применением специальных добавок, а также особо тщательным уплотнением при формировании. Для резервуаров рекомендуется применять арматуру: без предварительного напряжения — класса А-III (допускается А-II и А-I в качестве конструктивной и монтажной) и класса Вр-I; с предварительным напряжением (для цилиндрических стен) — классов А-IV, А-VI, Вр-II.

В соединениях сборных элементов стен рекомендуется применять герметики, бетон на расширяющемся цементе для более плотного заполнения швов и компенсации последующих усадочных деформаций бетона сборных элементов.

Чтобы повысить водонепроницаемость резервуаров, их изнутри покрывают цементной штукатуркой, а поверхность соединений стеновых панелей — торкрет-бетоном. Следует избегать заглубления резервуаров ниже уровня грунтовых вод, поскольку при этом усложняется производство работ (необходимо устройство водопонижения на период возведения), утяжеляется конструкция днища (оно должно воспринимать давление воды снизу), возникает необходимость устройства оклеечной многослойной гидроизоляции резервуара от действия грунтовых вод. В грунтах естественной влажности гидроизоляция резервуаров снаружи делается такой же, как и в проходных тоннелях (см. далее 16.8).

Заглубленные резервуары обычно выполняют с плоским покрытием и плоским днищем. Для поддержания стационарного теплового режима внутри резервуара покрытие утепляют слоем грунта толщиной 0,5...1 м или эффективными утеплителями — ячеистыми бетонами, керамзитом и т. п. Для доступа людей внутрь резервуара и пропуска вентиляционных шахт в покрытиях устраивают проемы. В днищах делают приямок глубиной до 1 м на случай очистки и полного опорожнения резервуара.

16.2.2. Конструктивные решения

Ниже рассмотрены конструктивные решения унифицированных габаритных схем и типовые конструкции, рекомендованные к широкому применению.

Монолитный резервуар, конструктивная схема кото-

рого показана на рис. 16.1, состоит из плоского безбалочного покрытия, поддерживаемого колоннами с капителями вверху и обратными капителями внизу, гладкой стены цилиндрической формы, плоского безреберного днища. В резервуарах малой вместимости трещиностойкость стен может быть обеспечена без предварительного напряжения, при вместимости 500 м³ и более предварительное обжатие бетона необходимо. Безбалочное покрытие отличается малой конструктивной высотой, что обуславливает минимальное заглубление резервуара, имеет гладкую поверхность снизу, что обеспечивает хорошую вентиляцию пространства над уровнем содержащейся жидкости.

Применялись и другие конструктивные решения монолитных круглых резервуаров: с балочными покрытиями по колоннам с шагом 6×6 м и более; с купольными покрытиями, опертые на стены; с днищами, имеющими откосы от стен внутрь к центру резервуара и др. По ряду причин они уступили место типовым конструкциям.

В конструктивном решении сборных перекрытий (рис. 16.2) приняты трапециевидные ребристые плиты, укладываемые по кольцевым балкам. Элементы конструкции сборных цилиндрических резервуаров и их узлы приведены на рис. 16.3 и 16.4.

Стена резервуара состоит из сборных панелей длиной, равной высоте резервуара. Панели устанавливают вертикально в паз между двумя кольцевыми ребрами днища по периметру резервуара (см. рис. 16.3, а). Вертикальные швы между панелями заполняют бетоном. После приобретения им прочности не менее 70 % проектной стену снаружи обжимают кольцевой предварительно напрягаемой арматурой, которую по окончании процесса натяжения защищают торкрет-бетоном.

Номинальную ширину стеновых панелей принимают 3,14 или 1,57 м (см. рис. 16.4, а). При такой ширине по периметру резервуара размещается целое число панелей, равное соответственно D или $2D$ (где D — диаметр резервуара). Конструктивную ширину панели делают на 140 мм меньше номинальной. Зазор 140 мм заполняют при монтаже бетоном класса не ниже чем класс бетона панелей.

Толщину стеновых панелей назначают в пределах $h = 120 \dots 200$ мм (кратной 20 мм). В резервуарах радиусом $R \geq 12$ м внешнюю поверхность стеновых панелей

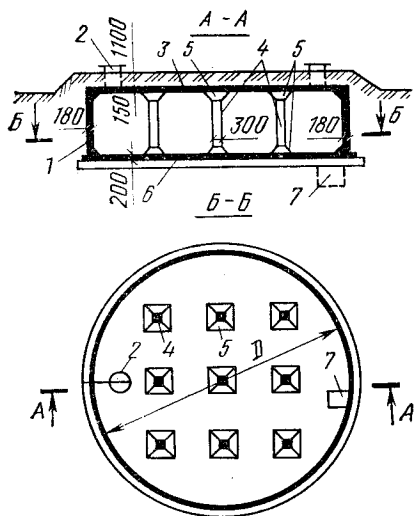


Рис. 16.1. Цилиндрический монолитный резервуар с безбалочным покрытием

1 — стенка; 2 — люк; 3 — безбалочное покрытие; 4 — колонны; 5 — капители; 6 — днище; 7 — приямок

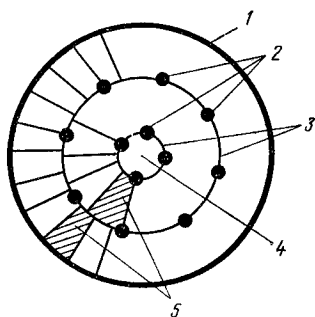


Рис. 16.2. Схема сборного покрытия цилиндрического резервуара

1 — цилиндрическая стенка; 2 — колонны; 3 — кольцевые балки; 4 — круглая плоская плита; 5 — трапецевидные плиты с ребрами по периметру

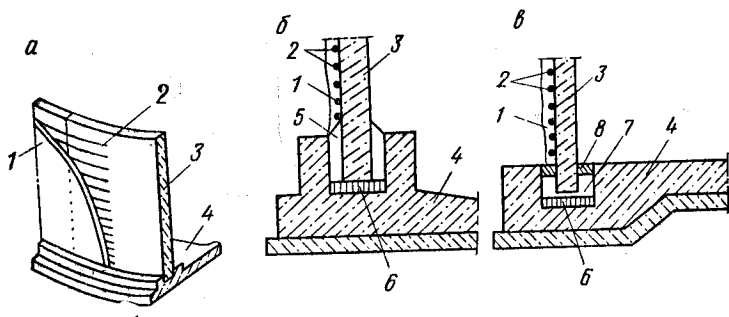


Рис. 16.3. Детали сборного цилиндрического резервуара

а — конструкция стены; б — жесткое сопряжение стены с дном; в — подвижное сопряжение стены с дном; 1 — слой торкрет-бетона; 2 — кольцевая напрягаемая арматура; 3 — стеновая панель; 4 — днище; 5 — бетон со щебнем мелких фракций; 6 — выравнивающий слой раствора; 7 — битумная мастика; 8 — асбестоцементный раствор

выполняют цилиндрической, внутреннюю — плоской, а радиусом $R \leq 9$ м обе поверхности панели принимают цилиндрическими (см. рис. 16.4, а).

В резервуарах предварительно напрягаемую горизонтальную рабочую арматуру размещают по внешней поверхности стен (см. рис. 16.3, а). Стеновые панели армируют двойной сеткой, сечение стержней которой назначают конструктивно (см. рис. 16.4, б). Выпуски арматуры соседних стеновых панелей сваривают между собой, чем обеспечиваются фиксация панелей в проектном положении и предотвращение усадочных и температурных трещин до обжатия стен предварительно напрягаемой арматурой.

Вертикальную арматуру сборных стеновых панелей принимают по условиям их прочности и трещиностойкости в период изготовления, транспортирования и монтажа. В нижней части панелей предусматривают дополнительные стержни, необходимые для восприятия изгибающих моментов (действующих в вертикальном направлении), возникающих здесь вследствие взаимодействия стены с днищем.

Соединение сборных стеновых панелей с днищем может быть жестким, исключаяющим радиальное перемещение стены и угловой поворот в кольцевом пазу днища (см. рис. 16.3, б), и подвижным, допускающим эти перемещения (см. рис. 16.3, в). Зазор между панелями и днищем в первом случае заполняют прочным бетоном на мелком щебне, во втором — холодной битумной мастикой. Глубину жесткой заделки стеновых панелей в днище определяют расчетом, но принимают не менее 1,5 толщины стенки.

Натяжение на стены кольцевой предварительно напрягаемой высокопрочной проволочной арматуры выполняют с помощью машин. Расстояние между проволочными витками допускается не менее 10 мм. Стержневую арматуру напрягают электротермическим способом. Кольцевой стержень членят по длине на несколько элементов; на концы каждого стержня приваривают коротыши — один с винтовой нарезкой, а другой — гладкий, сваренный с анкерным упором, где арматурные элементы соединяют друг с другом (рис. 16.5). В процессе электронагрева стержни удлиняются, в этом состоянии их удерживают гайками на упорах. По мере остывания длина арматурного кольца сокращается, вследствие чего

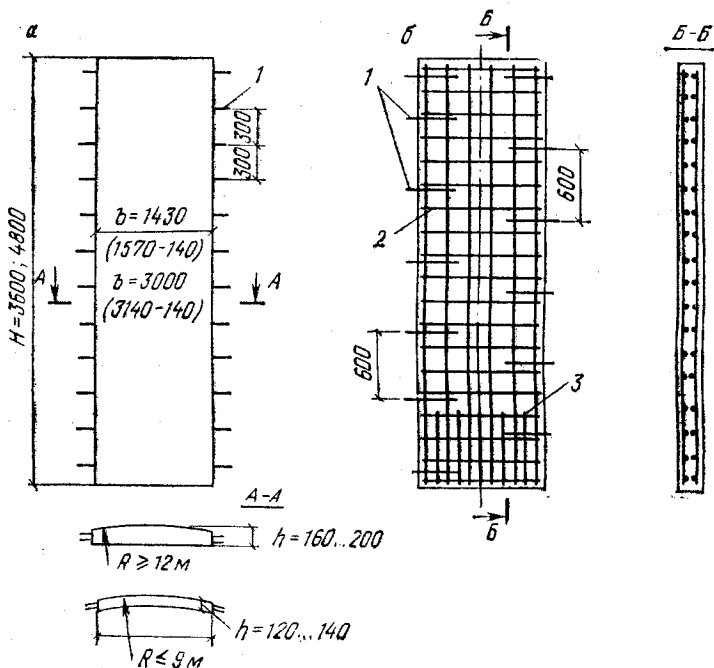


Рис. 16.4. Стеновые панели цилиндрических резервуаров

a — общий вид; *б* — армирование; 1 — выпуски арматуры; 2 — сетка; 3 — дополнительная арматура

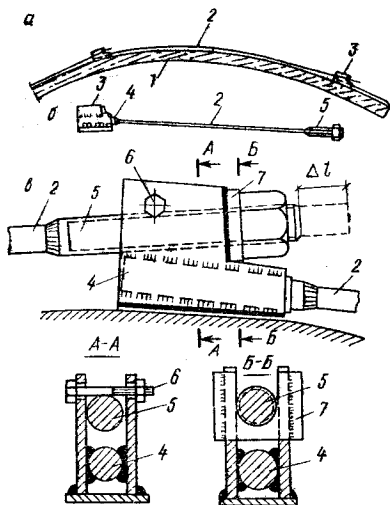


Рис. 16.5. Детали стержневой напрягаемой арматуры при электротермическом способе натяжения

a — расположение арматуры на цилиндрической стене резервуара; *б* — арматурный элемент; *в* — конструкция анкерного упора; 1 — стена; 2 — стержень арматуры; 3 — анкерный упор; 4 — коротыги большего диаметра; 5 — то же с нарезкой; 6 — стяжной болт; 7 — упорная планка

стена резервуара обжимается, а в арматуре образуется растяжение.

Есть и другие способы натяжения кольцевой арматуры. Расстояние между стержнями арматуры принимают 200...250 мм. Кольцевую арматуру после натяжения покрывают несколькими слоями торкрет-бетона, обеспечивая защитный слой толщиной не менее 250 мм.

Внутренние поверхности стен резервуара штукатурят до натяжения арматуры, с тем чтобы штукатурка вместе со сборными панелями получила обжатие.

16.2.3. Расчет

Жидкость, содержащаяся в резервуаре, оказывает на его стены гидростатическое давление, линейно возрастающее с увеличением глубины. Нормативное значение этого давления на глубине $(l - x)$ от уровня жидкости (рис. 16.6, а) — $p_{кх}$. Его расчетное значение

$$p_x = \gamma_f p_{нх} = \gamma_f \rho g l (1 - x/l), \quad (16.1)$$

где ρ — плотность жидкости (для воды $\rho=1$); $\gamma_f=1,1$ — коэффициент надежности по нагрузке.

Гидростатическое давление вызывает в стене кольцевые растягивающие силы N_x^0 . Их значения определяют на основании равновесия полукольца с высотой пояса, равной единице (рис. 16.6, б):

$$N_x^0 = p_x R, \quad (16.2)$$

где R — радиус кольца.

Эпюра кольцевых сил в стене, отделенной от дна, имеет линейное очертание (рис. 16.6, в). Под воздействием кольцевых сил периметр стены увеличивается и сама стена перемещается в радиальном направлении. Эпюра этих перемещений повторяет по очертанию эпюру N_x^0 (рис. 16.6, г).

При жестком сопряжении стены с дном (в монолитных резервуарах или в сборных с конструкцией опорного узла по рис. 16.3, б) радиальные перемещения на уровне дна практически равны нулю вследствие ничтожно малой деформируемости дна в своей плоскости. В связи с этим вертикальная образующая стены искривляется; в ней возникают изгибающие моменты M_x , действующие вдоль образующей, и соответствующие им поперечные силы Q_x .

Стена представляет осесимметричную цилиндриче-

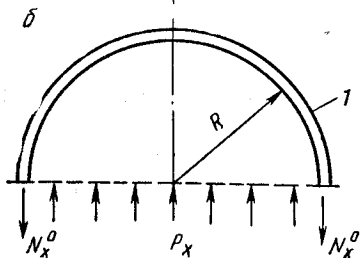
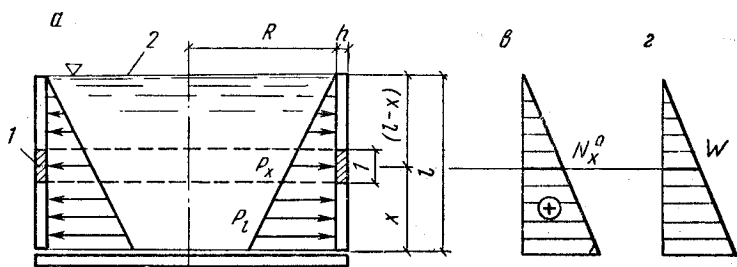
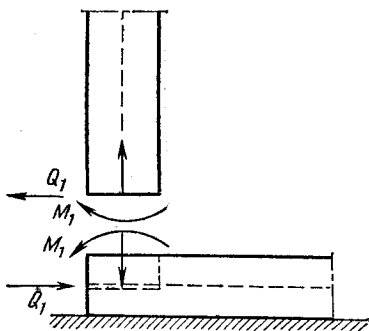


Рис. 16.6. К расчету стены цилиндрического резервуара (стена отделена от днища).

а — вертикальный разрез; б — сечение в плане (половина кольца); в — эпюра кольцевых растягивающих сил; г — эпюра радиальных перемещений стены; 1 — рассматриваемое кольцо стены резервуара; 2 — уровень жидкости

Рис. 16.7. К расчету узла сопряжения стены цилиндрического резервуара с днищем



скую тонкостенную оболочку. В ней, как и в других тонкостенных пространственных системах, изгиб имеет локальный характер. В зоне местного изгиба справедливо уравнение (14.23). Решение этого уравнения относительно моментов приводит к выражению (14.24) относительно перемещений ψ к выражению (14.54).

При жестком сопряжении стены с днищем (рис. 16.7) вследствие их взаимодействия в самом узле возникают изгибающий момент M_1 и поперечная сила Q_1 . Их значения устанавливают из совместности угловых переме-

щений краев обеих конструктивных частей по линии их контакта.

Перемещения края стены определяют по тем же формулам, что и перемещения края куполов (см. табл. 14.1). Перемещения края днища определяют как перемещения балки (полосы днища единичной ширины), лежащей на грунтовом основании (см. гл. 12).

При жестком закреплении стены в днище с учетом момента M_1 и поперечной силы Q_1 окончательные выражения для определения кольцевых сил N_x и изгибающих моментов M_x в стене на уровне, находящемся на расстоянии x от днища, имеют вид:

$$N_x = N_x^0 - p_1 R [e^{-\varphi} \cos \varphi + e^{-\varphi} \sin \varphi (1 - s/l)]; \quad (16.3)$$

$$M_x = 0,5 p_1 s^2 [(1 - s/l) e^{-\varphi} \cos \varphi - e^{-\varphi} \sin \varphi], \quad (16.4)$$

где N_x^0 — кольцевая сила, вычисленная для данного уровня стены по формуле (17.2); p_1 — гидростатическое давление внизу стены; $\varphi = x/l$ — безразмерная координата; s — упругая характеристика стены, определяемая как

$$s = 0,76 \sqrt{Rh} \quad (h — толщина стены). \quad (16.5)$$

На уровне днища при $x=0$ значения $\varphi = x/s = 0$; $e^{-\varphi} = 1$; $\sin \varphi = 0$; $\cos \varphi = 1$.

Из выражения (16.4) находят максимальный момент

$$M_{\max} = 0,5 p_1 s^2 (1 - s/l). \quad (16.6)$$

Характерные эпюры для N_x и M_x приведены на рис. 16.8, а.

При подвижном сопряжении сборной цилиндрической стены с днищем (см. рис. 16.4, в) по ее торцу образуется сила трения вследствие радиального перемещения стены

$$Q_f = N_\mu, \quad (16.7)$$

где N — нормальное давление по торцу стены от ее веса и примыкающей части покрытия вместе с засыпкой на нем; μ — коэффициент трения стенки о днище, принимаемый равным 0,5.

Кольцевую растягивающую силу в стенке на уровне x от днища определяют по формуле

$$N_x = N_x^0 - 2(R/s) Q_f e^{-\varphi} \cos \varphi. \quad (16.8)$$

Максимальный момент при этом

$$M_{x,\max} = Q_f s e^{-\varphi} \sin \varphi \quad (16.9)$$

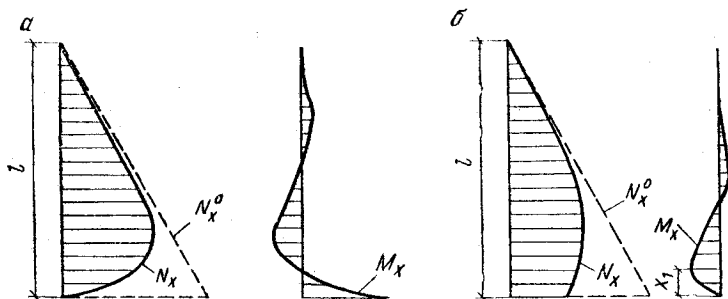


Рис. 16.8. К расчету стены цилиндрического резервуара; эпюры кольцевых сил и изгибающих моментов

а — сопряжение стены с дном жесткое; *б* — то же подвижное

и расположен на расстоянии от дна

$$x_1 = 0,6 \sqrt{Rh}. \quad (16.10)$$

На рис. 16.8, б показаны эпюры N_x и M_x при подвижном сопряжении стены с дном.

Заглубленные резервуары рассчитывают на внутреннее гидростатическое давление для периода испытания, ремонта, когда обсыпки нет, и на давление боковой обсыпки при опорожненном резервуаре. Для восприятия изгибающих моментов в зоне, примыкающей к дну, устанавливают дополнительную вертикальную арматуру, согласно эпюрам рис. 16.8.

Горизонтальное давление на стены от грунта можно определять по указаниям, содержащимся в подглаве 16.7.

Площадь сечения кольцевой арматуры стены определяют как в центрально-растянутом элементе отдельно для каждого пояса высотой 1 м (начиная от дна по наибольшему значению кольцевой силы в данном поясе) по формуле

$$A_s = N_x / R_s. \quad (16.11)$$

Расчет по образованию трещин предварительно напряженных стен резервуаров выполняют в соответствии с гл. 7. Стены резервуаров относятся к конструкциям 1-й категории требований к трещиностойкости.

Площадь сечения вертикальной арматуры стен определяют как в изгибаемой плите отдельно от действия

внутреннего гидростатического давления и от наружной обсыпки. Ее расчетное количество находят расчетом на момент M_x (см. рис. 16.8) и размещают в нижней части стены с защитным слоем 15 мм; выше предусматривают конструктивное армирование.

К расчету и конструированию покрытий и колонн резервуаров особых требований не предъявляют. В обычных условиях (при отсутствии подпора грунтовых вод) вес днища и жидкости над ним уравнивается отпором грунта, не вызывая изгиба днища. Лишь на участках, примыкающих к стене и фундаментам колонн, в днище возникают местные изгибающие моменты. В этих местах предусматривают особое армирование, в остальной части арматуру ставят конструктивно. Днища, как правило, выполняют монолитными.

16.3. Прямоугольные резервуары

16.3.1. Конструктивные решения

Прямоугольная форма резервуаров целесообразна при их вместимости 6...20 тыс. м³ и более. Если предъявляется требование более компактной компоновки резервуаров, например внутри помещений, их делают прямоугольными и при меньшей вместимости. Основные параметры прямоугольных резервуаров для воды унифицированы (табл. 16.2).

Покрытия резервуаров обычно делают плоскими по колоннам, днища — также плоскими или для увеличения вместимости резервуара — с внутренними откосами по периметру стен.

Конструктивные схемы монолитных резервуаров имеют варианты: с ребристым покрытием при сетке колонн 6×6 м и с безбалочным при сетке колонн 4×4 м (рис. 16.9). Стены высотой до 4 м делают гладкими, при большей высоте — с ребрами.

Конструктивные схемы сборных резервуаров также имеют варианты: с плитно-балочным покрытием при сетке колонн 6×6 м и с безбалочным перекрытием при сетке колонн 4×4 м (рис. 16.10). В первом варианте для покрытия используют типовые ригели и ребристые плиты 6×1,5 м, применяемые для перекрытий междуэтажных производственных зданий; во втором — панели

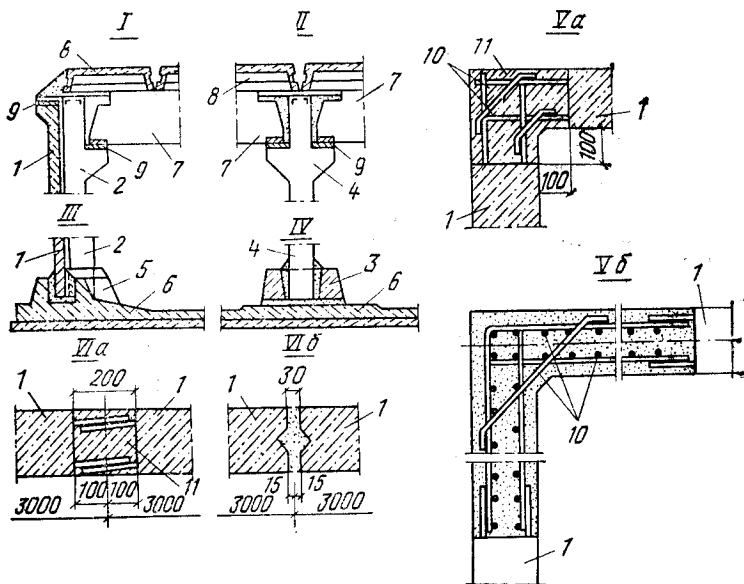
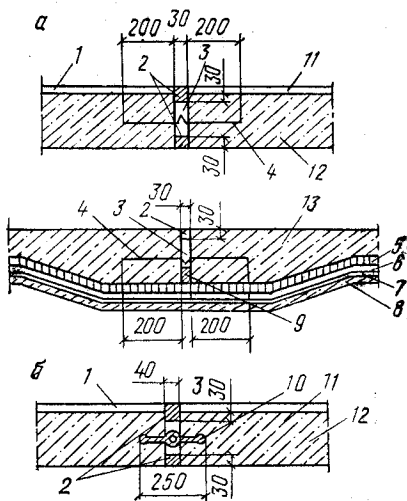


Рис. 16.11. Узлы прямоугольного сборного резервуара (см. рис. 16.10)

1...8 — то же, что на рис. 16.10; 9 — закладные детали; 10 — дополнительная арматура в монолитном участке; 11 — бетон монолитного участка стен

Рис. 16.12. Детали температурно-усадочных швов

а — со стальными компенсаторами; б — вариант с резиновой трехрукачковой шпонкой; 1 — торкрет-штукатурка; 2 — зачеканка асбестоцементом; 3 — забивка асбестовой прядью, пропитанной битумом; 4 — компенсатор из листовой нержавеющей стали толщиной 1...2 мм (или из обычной оцинкованной стали); 5 — подготовка; 6 — песок; 7 — рубероид; 8 — бетонная подготовка; 9 — асфальтовые плиты; 10 — трехрукачковая резиновая шпонка; 11 — внутренняя грань; 12 — стена; 13 — днище



номинальную ширину 3 м, толщину 200 мм. Стеновые панели устанавливаются в продольный паз днища, закрепляют в проектном положении, зазоры заполняют бетоном. Вертикальные стыковые зазоры могут быть прямоугольной формы толщиной 200 мм (в их пределах арматурные выпуски сваривают) и шпоночной формы толщиной 30 мм (без сварки арматуры). Швы по первому варианту позволяют учесть работу стены на изгиб в горизонтальном направлении между колоннами-пилястрами, поэтому швы должны быть размещены в местах, где моменты в стенах имеют небольшие значения (см. рис. 16.10, узлы VIa и VIб).

Угловые участки стен выполняют монолитными, их размеры зависят от разбивки стеновых панелей в плане (рис. 16.11, узлы Va и Vб).

Сборные колонны (квадратного сечения) устанавливают в гнезда фундаментов, зазоры заполняют бетоном. Днища делают монолитными.

В резервуарах большой протяженности через каждые 54 м предусматривают температурно-усадочные швы (рис. 16.12).

16.3.2. Расчет

Стены резервуаров рассчитывают на одностороннее гидростатическое давление при отсутствии обсыпки, а также одностороннее боковое давление грунта при опорожненном резервуаре. Давление грунта принимают по данным, приведенным в 16.7.

Монолитную стену без ребер (см. рис. 16.9 — вариант с безбалочным перекрытием), а также сборную стену с вертикальными стыками шпоночной формы (см. рис. 16.11, узел VIб), в которых горизонтальную арматуру не сваривают, независимо от наличия ребер (пилястр) рассчитывают по балочной схеме (рис. 16.13, а), принимая пролет l_1 равным расстоянию от верхней грани паза днища до покрытия.

При расчете выделяют вертикальную полосу шириной 1 м вместе с находящимися на ней нагрузками. Полагают, что в днище стена жестко заземлена, на уровне перекрытия шарнирно оперта (рис. 16.13, б). На рисунке приведена эпюра изгибающих моментов, действующих в вертикальном направлении; отмечены значения моментов на опоре M_1 — в месте заделки и M_2 — макси-

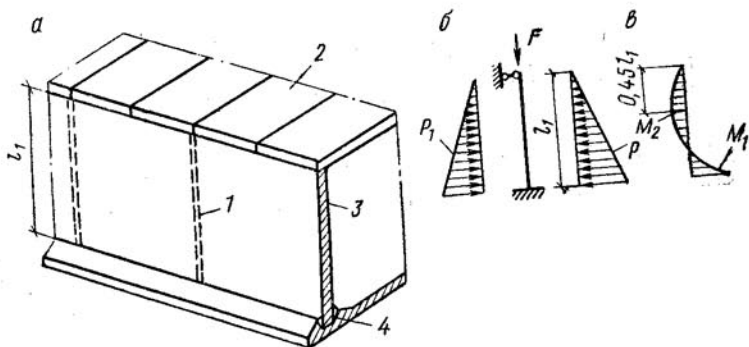


Рис. 16.13. К расчету стены прямоугольного резервуара, работающей по балочной схеме

a — конструктивная схема; *б* — расчетная схема; *в* — эпюра моментов; 1 — ступишпоночная форма (без сварки горизонтальной арматуры); 2 — плита сборной покрытия; 3 — стеновая панель; 4 — паз в днище для заделки стеновой панели; нагрузки на стену; p — гидростатическое давление воды; p_1 — горизонтальное давление грунта; p — давление от покрытия

мальное значение в стене, определяемые по формулам сопротивления материалов.

В монолитной или сборной стене, усиленной пилястрами и пристенными колоннами (см. рис. 16.9 и 16.10), каждый участок стены между ними рассчитывают как плиту, опертую по контуру (рис. 16.14), если $l_2/l_1 \leq 2$ (при $l_2 > l_1$). По граням пилястр и днища плита считается жестко защемленной, в уровне покрытия — шарнирно опертой. Шарнирное опирание в случае сборного покрытия обусловлено безмоментными связями между сборными плитами покрытия и панелями стены, а в случае монолитного покрытия — опиранием на плиту с малой жесткостью на изгиб.

Наибольшие значения опорных и пролетных моментов принимают по справочникам.

Требуемое количество рабочей арматуры находят по наибольшим опорным и пролетным моментам как в изгибаемой плите прямоугольного сечения с одиночным армированием. Вертикальные силы, действующие на стену от давления покрытия в расчете можно не учитывать вследствие их незначительного влияния на окончательные результаты. Количество арматуры рассчитывают как на действие гидростатического давления изнутри резервуара, так и на действие бокового давления грунта снаружи.

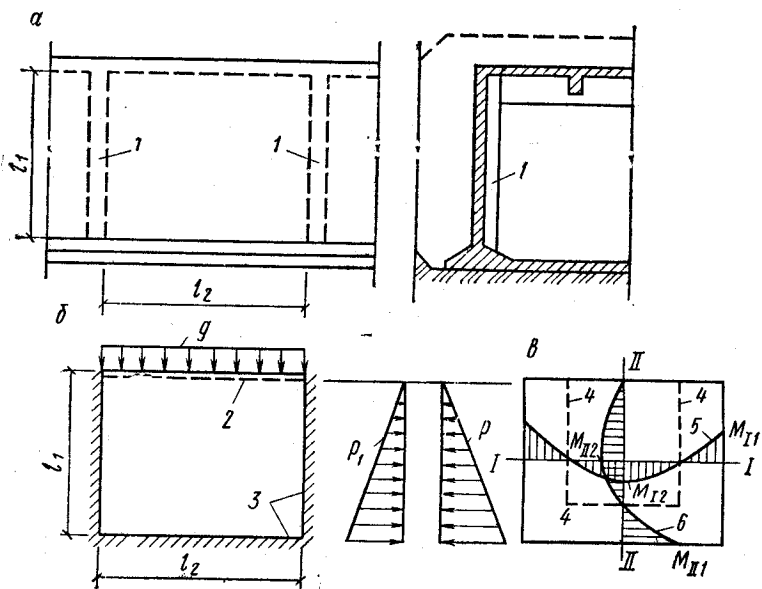


Рис. 16.14. К расчету стены прямоугольного резервуара как плиты, опертой по контуру

а — конструктивная схема; *б* — расчетная схема; *в* — эпюры моментов; 1 — вертикальные ребра; 2 — шарнирное опирание; 3 — заземление; 4 — линии нулевых моментов; 5 — эпюры изгибающих моментов вдоль пролета l_2 ; 6 — то же вдоль l_1 ; нагрузки на стену; p — гидростатическое давление воды; p_1 — горизонтальное давление грунта; g — давление от покрытия

Отдельные стержни арматуры объединяют в сварные сетки, которые устанавливают около внутренней и наружной поверхности стеновых панелей с минимальным защитным слоем (рис. 16.15).

В монолитных резервуарах гладкие стены (без ребер) рассчитывают с учетом их взаимодействия с безбалочным покрытием, а ребристые стены — с учетом взаимодействия с ребристым покрытием (см. рис. 16.19).

Кроме расчета на прочность, выполняют также расчет стен по условию ширины раскрытия трещин ($a_{\text{ср}} \leq \leq 0,2$ мм) согласно методике, изложенной в гл. 7. При этом всю нагрузку считают длительно действующей.

16.4. Водонапорные башни

В практике водоснабжения городов, поселков и производственных предприятий очень часто прибегают к стро-

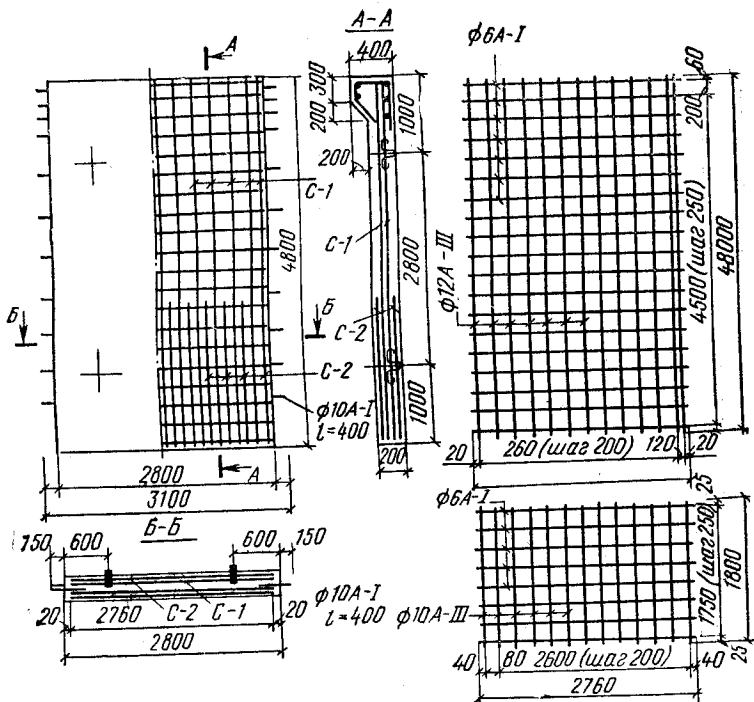


Рис. 16.15. Армирование стеновой панели прямоугольного резервуара

ительству водонапорных башен. Их назначение — регулировать напор воды в водопроводной сети и обеспечивать бесперебойное снабжение водой.

Главная составная часть каждой башни — резервуар. Его вместимость устанавливают в соответствии с режимом водопотребления в сети и эксплуатации насосной станции. Высота подъема резервуара над поверхностью земли зависит от расчетного значения напора.

Режим водопотребления объектов водоснабжения чрезвычайно разнообразен, так же как и условия рельефа местности, влияющие на оптимальное местоположение напорной башни и ее высоту. Водонапорные башни весьма разнообразны по вместимости резервуаров (15... 3000 м³) и по высоте опорной части (6...50 м). Различают водонапорные башни шатровые (рис. 16.16а), в кото-

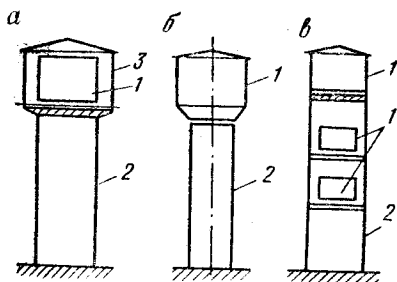


Рис. 16.16. Разновидности водонапорных башен

а — шатровые; *б* — бесшатровые; *в* — с несколькими резервуарами; 1 — резервуар; 2 — опорные конструкции; 3 — шатер

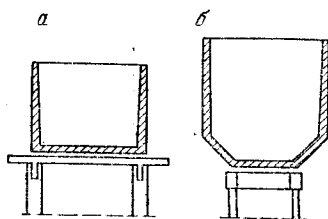


Рис. 16.17. Разновидности резервуаров водонапорных башен

а — с цилиндрической стеной и несущим дном; *б* — со стеной цилиндрической сверху, конической внизу и с несущим дном

рых резервуар заключен внутри особого строения (шатра) для поддержания теплоустойчивости работы резервуара в условиях отрицательных температур и медленного водообмена, а в жарком климате — для предохранения питьевой воды от нагрева, и бесшатровые (рис. 16.16, б), в которых при необходимости теплоустойчивая работа резервуара обеспечивается теплоизоляцией, наносимой непосредственно на его стенки.

Сооружают башни с одним резервуаром (см. рис. 16.16, а, б), а также с несколькими (см. рис. 16.16, в), если на объекте водоснабжения требуется вода различного качества по чистоте и температуре.

Технико-экономические исследования показывают, что при одинаковой высоте и конструкции стоимость башен изменяется не столь существенно с изменением вместимости резервуара. Так, при увеличении полезного объема резервуара на 30...40 % стоимость башни возрастает лишь на 3...6 %. Подобно этому при одинаковой вместимости и конструкции резервуара стоимость башен изменяется довольно плавно с изменением высоты башни.

Это облегчает типизацию водонапорных башен, позволяет ограничиться малым набором типоразмеров резервуаров и высот опорных конструкций. В результате технико-экономического анализа установлены следующие главные параметры типовых башен: с резервуарами вместимостью 25, 50, 150, 250, 500, 1000 м³, а также с опорными конструкциями высотой 9, 12, 15, 18, 21, 24, 27 м

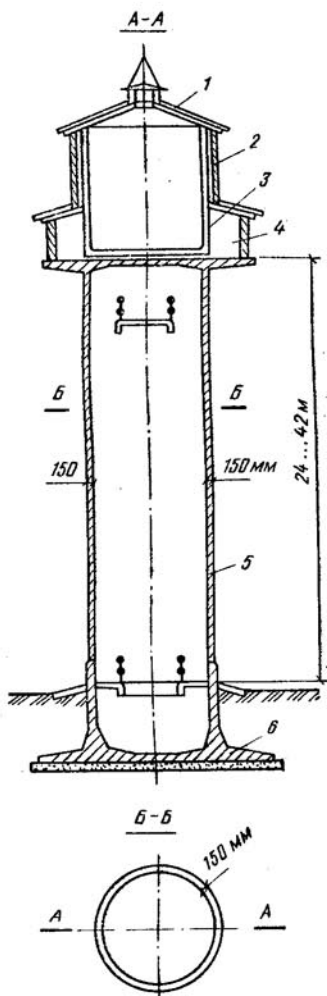


Рис. 16.18. Водонапорная башня с монолитной сплошной железобетонной опорой

1 — крыша резервуара; 2 — утепленные стены резервуара; 3 — резервуар (железобетонный); 4 — полушатор (тепловая галерея); 5 — железобетонная опора башни; 6 — железобетонный фундамент

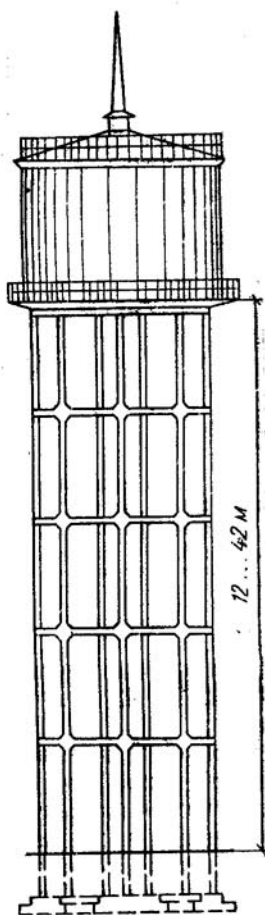


Рис. 16.19. Водонапорная башня с железобетонной рамной опорой

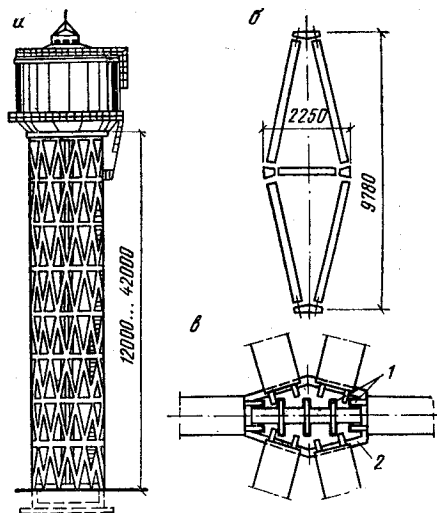


Рис. 16.20. Водонапорная башня со сборной железобетонной сквозной сетчатой опорой

a — общий вид; *б* — монтажный элемент опоры — ромбическая панель; *в* — сопряжение монтажных элементов опоры; 1 — монтажная сварка; 2 — граница бетона замоноличивания

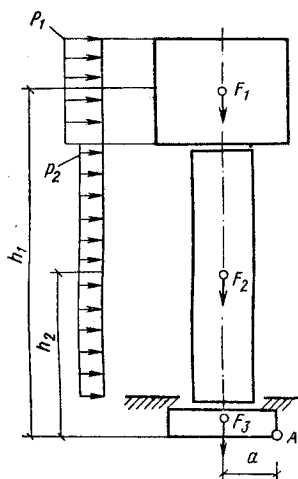


Рис. 16.21. К расчету водонапорной башни

при резервуарах вместимостью 25 и 50 м³ и высотой 12, 18, 24, 30, 36, 42 м при резервуарах вместимостью 150... 1000 м³.

В настоящее время предпочитают строить башни бесшатрового, в крайнем случае — полushатрового типа. Это упрощает строительство, облегчает опорные конструкции, удешевляет стоимость сооружений.

Резервуары водонапорных башен делают железобетонными или стальными. Для железобетонных резервуаров наибольшей простотой отличается конструкция с цилиндрической стеной и плоским несущим днищем, лежащим на сплошном железобетонном перекрытии опорной конструкции (рис. 16.17, а).

Более экономичны по стоимости (на 30...40 %) и по расходу материалов резервуары с цилиндрической стеной, переходящей внизу в коническую с несущим днищем (рис. 16.17, б).

Стены железобетонных резервуаров значительных раз-

меров для обеспечения требуемой трещиностойкости должны быть предварительно напряжены. Организация работ по натяжению напрягаемой арматуры в одиночных объектах на значительной высоте в неудобных условиях не всегда оправдывает себя. Этим объясняется, что нередко резервуары делают не железобетонными, а металлическими.

Опорные конструкции водонапорных башен выполняют преимущественно железобетонными, но при резервуарах малого объема (25...50 м³) в зависимости от местных условий — также металлическими или кирпичными. В частности, при относительно большой высоте металлические опоры могут оказаться дешевле, поскольку на них по сравнению с железобетонными и кирпичными идет меньше материала, требующегося не по расчетным, а по конструктивным соображениям.

Кирпичные опоры применяют при строительстве башен малой высоты (9...12 м) с резервуарами небольшой вместимости (25...50 м³) в условиях, когда местный материал (кирпич) применять выгоднее, чем изготавливать железобетонные конструкции.

Железобетонные опоры башен выполняют в виде сплошной монолитной цилиндрической оболочки (рис. 16.18) или же в виде стержневых сборных железобетонных пространственных конструкций рамной (рис. 16.19) либо сквозной сетчатой (рис. 16.20) системы. При одинаковых средних параметрах башен наименьшую стоимость имеют сборные железобетонные опоры сквозного сетчатого типа. Они дешевле сплошных монолитных железобетонных опор в 1,5...2 раза и значительно дешевле кирпичных; их стоимость примерно такая же, как железобетонных.

На рис. 16.18 приведена схема водонапорной башни с железобетонной опорой, представляющей монолитную оболочку, возводимую наиболее прогрессивным способом — в подвижной инвентарной опалубке. Она выполнена с несущим днищем, с полушатром — отапливаемой галереей (площадкой обслуживания) и с теплоизолирующей стенкой резервуара выше галереи. Толщину оболочки принимают 150 мм — минимально возможной по условию ее изготовления без разрывов в бетоне, нередко образующихся в процессе перемещения щитов опалубки. Эта толщина примерно вдвое больше требуемой по расчету на прочность, поэтому стоимость всего сооружения зна-

чительно возрастает. Опоры данного типа целесообразны при башнях большой высоты (не менее 24 м) и резервуарах большой вместимости (не менее 800 м³), в которых разница между толщиной оболочки, необходимой по производственным условиям и требуемой по расчету, сокращается. Ствол башни базируется на монолитном железобетонном фундаменте с кольцевым ребром по контуру ствола.

Водонапорные башни с железобетонными рамными опорами (см. рис. 16.19) по расходу материалов и стоимости экономичнее, чем с монолитными сплошными железобетонными опорами. В них на устройство опоры требуется почти вдвое меньше железобетона. Опоры рамного типа можно выполнять из сборного железобетона. Однако узловые соединения сборных элементов, в данном случае отличающиеся особой ответственностью, затрудняют монтаж, требуют повышенного качества работ и специального контроля, что ведет к удорожанию строительства. Стойки опоры резервуаров вместимостью не более 200 м³, как правило, размещают только по периметру резервуара, а при большей вместимости, если днище резервуара делается несущим, — и под днищем. При таком решении конструкция резервуара не зависит от конструкции опоры.

Более совершенны водонапорные башни со сборными железобетонными сквозными сетчатыми опорами (см. рис. 16.20). Для этих опор в качестве монтажных единиц принимают ромбические элементы, которые образуют из отдельных сборных линейных элементов прямоугольного поперечного сечения — наклонных стоек и поясов укрупнительной сборки. Во всех сборных элементах предусматривают выпуски арматуры для сопряжения элементов в узлах приваркой их к стальным фасонкам. Ромбические элементы устанавливают вертикально вершинами друг к другу и соединяют между собой, а также с поясными элементами с помощью монтажных уголков и накладок, после чего места соединений замоноличивают бетоном.

Фундамент башни — железобетонный, монолитный, ленточно-кольцевой; вместе с фундаментом выполняют стены заглубленной части башни, используемой для камеры переключения водопроводного оборудования. Резервуар по периметру опирается в местах узловых соединений на железобетонную опорную конструкцию.

Компоновку и вид конструкций водонапорной башни определяют при проектировании в каждом конкретном случае на основании сметно-финансовых расчетов, в которых принимают во внимание стоимость и технические решения не только одной башни, но и всего комплекса сооружений строительного объекта.

В учебнике рассмотрены конструкции водонапорных башен, наиболее часто применяемые в отечественной практике строительства промышленных объектов, поселков и небольших городов. В крупных городах учитывают специфические условия: повышенные архитектурные требования, значительные размеры резервуаров, большие технические возможности при возведении сооружения. В этих условиях водонапорные башни становятся самостоятельными строительными объектами.

В водонапорных башнях расчету подлежат конструкции резервуара, опор, фундамента и шатра. Их элементы рассчитывают по указаниям, приведенным в соответствующих главах книги. При расчете конструкции опоры и фундамента основными нагрузками служат (рис. 16.21): давление наполненного резервуара F_1 , вес опоры F_2 и фундамента с засыпкой грунта на нем F_3 , горизонтальное давление ветра на шатер (резервуар) p_1 и опору p_2 .

Опора в целом оказывается внецентренно сжатой от действия нагрузок F_1 и F_2 и изгибающего момента (от p_1 и p_2), достигающего наибольшего значения у фундамента. Если опора сплошная, то ее рассчитывают на прочность как единую конструкцию с большим кольцевым поперечным сечением. Рамные и сквозные сетчатые опоры рассчитывают как пространственные стержневые системы.

Размеры подошвы фундамента устанавливают из расчета несущей способности основания при совместном действии продольной силы и момента по указаниям норм проектирования основания зданий и сооружений. Предварительно их можно принять на основании условного расчета башни в целом по воображаемому ее опрокидыванию относительно внешней грани фундамента с подветренной стороны (точка A на рис. 16.21). Опрокидывающий момент от ветра и удерживающий момент от давления составных частей сооружения вычисляют по формулам:

$$M_n = \Sigma W_i h_i; \quad M_o = \Sigma F_i a, \quad (16.12)$$

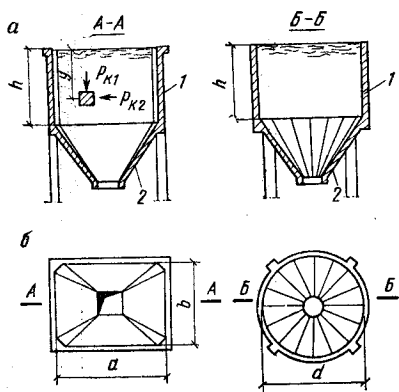


Рис. 16.22. Одиночные бункера монолитные

а — призматической формы; *б* — цилиндрической формы; 1 — стена; 2 — воронка

в которых правые части представляют суммы моментов указанных усилий с соответствующими плечами относительно моментной точки *A*. Ветровую нагрузку учитывают с коэффициентом перегрузки, равным 1,3, а собственный вес конструкций (резервуар считается пустым) — с пониженным коэффициентом, равным 0,9.

Коэффициент устойчивости против опрокидывания

$$k = M_h / M_v \quad (16.13)$$

принимают не менее 1,5.

16.5. Бункеры

К бункерам относятся емкости для сыпучих материалов призматической или цилиндрической формы при соотношении глубины *h* и размеров в плане, отвечающем условию $h \leq 1,5 a$ (где $a > b$) или $h \leq 1,5 d$ (рис. 16.22).

Трение сыпучих материалов о стены бункера в процессе истечения материалов незначительно и потому в расчете не учитывается.

Днища бункеров обычно делают воронкообразными с углом наклона на $5...10^\circ$ больше угла естественного откоса сыпучего материала, что обеспечивает полное истечение содержимого. Для сыпучих материалов нескольких видов устраивают многоячейковые бункера (рис. 16.23, *а*). Если количество материала одного вида значительно, бункера могут быть лоткового типа с несколькими загрузочными и разгрузочными отверстиями (рис. 16.23, *б*).

Загрузочные отверстия бункеров покрывают метал-

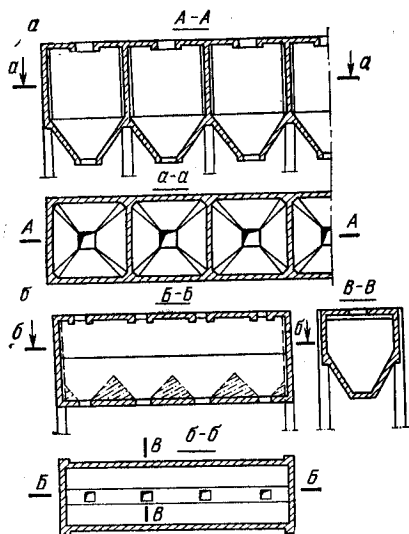


Рис. 16.23. Монолитные бункера
 а — многоячейковый; б — лотковый

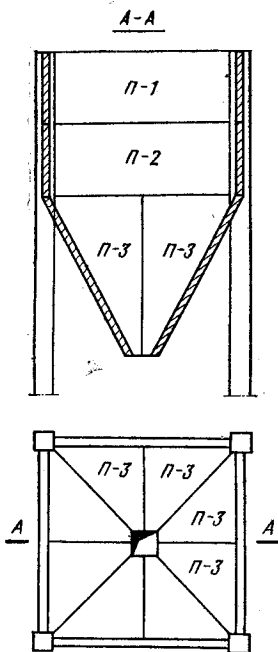


Рис. 16.24. Схема разрезки бункера на сборные элементы
 П1...П3 — панели

лическими решетками, разгрузочные отверстия (течки) оборудуют затворами. Стены бункеров защищают против истирания футеровкой (металлическими листами, чугунами или диабазовыми плитами).

Железобетонные бункера строят монолитными (см. рис. 16.22 и 16.23) и сборными.

В сборных бункерах сохраняют те же геометрические формы, вертикальные стены делят на прямоугольные панели (гладкие или ребристые), стены воронок разделяют на треугольные или трапециевидные панели (рис. 16.24). Все сборные элементы соединяют на монтаже с помощью сварки закладных металлических деталей. В отдельных случаях нижние части воронок или воронки целиком изготовляют из металла.

Вертикальное статическое давление $p_{к1}$ (нормативное) сыпучего материала на глубине y от его поверхности рав-

но: $p_{k1} = \rho y$, где ρ — плотность материала (см. *рис. 16.22, а*). Горизонтальное статическое (нормативное) давление вычисляют по формуле

$$p_{k2} = p_{k1} \operatorname{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2), \quad (16.14)$$

где φ — угол естественного откоса сыпучего материала, равный $30 \dots 45^\circ$ в зависимости от вида последнего.

Расчетные давления p_1 и p_2 определяют умножением их нормативных значений p_{k1} и p_{k2} на коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,3$. При загрузке бункеров с помощью грейферов большой мощности с некоторой высоты расчетные давления умножают на коэффициент динамичности $k_{dyn} = 1,4$; при загрузке бункеров конвейерами коэффициент динамичности не учитывают.

Расчетные давления на наклонные стены — нормальное p_n и касательное p_t — определяют по формулам (*рис. 16.25, а*):

$$p_n = p_1 \cos^2 \alpha + p_2 \sin^2 \alpha; \quad (16.15)$$

$$p_t = (p_1 - p_2) \sin \alpha \cos \alpha. \quad (16.16)$$

К ним добавляют составляющие от веса наклонной стены g (с коэффициентом надежности 1,1):

$$g_n = g \cos \alpha; \quad g_t = g \sin \alpha. \quad (16.17)$$

Бункера представляют собой сложные пространственные системы, расчет которых даже в упругой стадии чрезвычайно затруднителен. В этом отношении проще бункера лоткового типа (*рис. 16.23, б*), которые можно рассчитывать как пространственные складчатые системы (например, по методу В. З. Власова).

Одиночный прямоугольный бункер может разрушиться по нескольким схемам: вследствие местного изгиба стен, разрыва стен от горизонтального внутреннего распора, отрыва воронки, изгиба бункера в целом с изломом по нормальным или наклонным сечениям (*рис. 16.26*). Прочность против всех возможных разрушений должна быть обеспечена расчетом.

Стены под действием нагрузки, нормально направленной к их поверхности, испытывают местный изгиб. Каждую стену рассчитывают на местный изгиб самостоятельно. Взаимное влияние соседних стен учитывают приближенно, полагая, что по линии их контакта стена заземлена. Помимо изгиба стены бункера испытывают растяжение: вертикальные стены — в горизонтальном направлении, наклонные — в обоих направлениях.

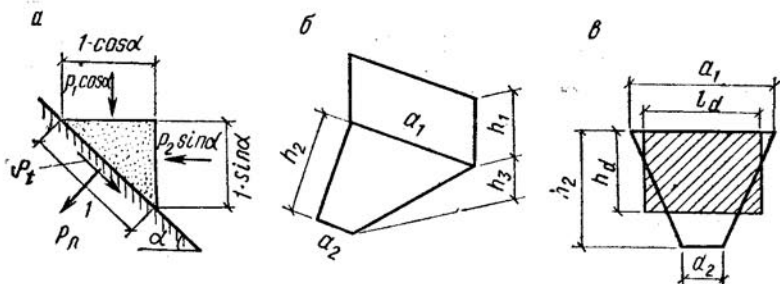


Рис. 16.25. К расчету бункеров

а — к определению давления на наклонную стену воронки; *б* — геометрические параметры стен бункера; *в* — к определению эквивалентных размеров трапециевидной стены воронки

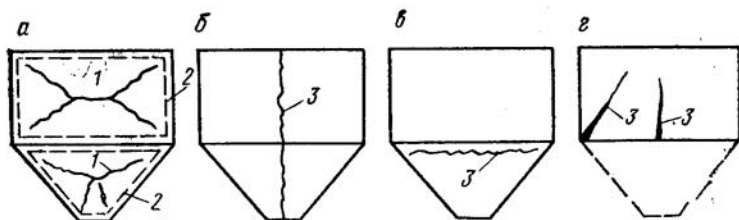


Рис. 16.26. Расчетные схемы возможного разрушения бункера

а — изгиб стен из своей плоскости; *б* — разрыв стен бункера горизонтальными силами; *в* — отрыв воронки; *г* — изгиб вертикальной стены бункера в своей плоскости по нормальному или наклонному сечению; 1 — трещины от изгиба стены из своей плоскости снаружи бункера; 2 — то же внутри бункера; 3 — трещины от сил, действующих в плоскости стен бункера

Трапециевидные плиты (см. рис. 16.25, б) приближенно рассчитывают на среднюю равномерно распределенную нагрузку с интенсивностью

$$p_{n1,\alpha} = (1/3)\rho h_2 [\cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha \operatorname{tg}^2 (45^\circ - 0,5\varphi)] \times [1 + a_2/(a_1 + a_2) + 3h_1/h_2], \quad (16.18)$$

заменяя трапециевидное очертание прямоугольным с расчетными размерами сторон (рис. 16.25, в):

$$\left. \begin{aligned} l_d &= (2/3) (a_1 + 2a_2) a_1 / (a_1 + a_2); \\ h_d &= h_2 - a_1 (a_1 - a_2) / 6 (a_1 + a_2). \end{aligned} \right\} \quad (16.19)$$

Моменты определяют по справочным таблицам, считая, что плиты оперты по контуру и защемлены по трём сторонам.

В плитах растянутые зоны от изгибающих моментов образуются: в пролете — с наружной стороны бункера, вблизи ребер — с внутренней стороны. Это способствует образованию трещин, показанному на *рис. 16.26, а*.

Растягивающие силы в стенах бункера вдоль размеров a и b (см. *рис. 16.22*) находят по выражениям:

$$\left. \begin{aligned} N_a &= 0,5\rho_{nd} b' \sin \alpha; \\ N_b &= 0,5\rho_{nd} a' \sin \alpha, \end{aligned} \right\} \quad (16.20)$$

где ρ_{nd} — среднее нормальное давление на стену; a' , b' — размеры бункера в плане на уровне рассматриваемой полосы плиты; α — угол наклона плиты, для вертикальной стенки равный 90° .

Арматуру плит подбирают по расчету прямоугольных сечений, подверженных внецентренному растяжению.

Меньшего расхода арматуры в стенах бункера достигают, если их расчет на изгиб из своей плоскости выполнять на стадии предельного равновесия (аналогично изложенному в 11.4) в предположении образования в стенах пластических линейных «шарниров» по форме трещин (см. *рис. 16.26, а*) и перераспределения внутренних моментов. Поскольку при этом происходит значительное раскрытие трещин, этим методом пользуются в случаях, когда содержимое бункеров не оказывает агрессивного воздействия на арматуру.

Проверку прочности бункера на растяжение горизонтальными силами N_a и N_b (см. *рис. 16.26, б*) выполняют для вертикальных и наклонных стен отдельно в предположении, что растягивающие силы воспринимаются одной горизонтальной арматурой.

Прочность воронки на отрыв (см. *рис. 16.26, в*) проверяют в ее верхнем основании, где действуют максимальные растягивающие силы вдоль ската воронки N . Эти силы от массы содержимого бункера F_1 и веса воронки F_2 для ската с углом наклона α

$$N = (F_1 + F_2)/2 (a + b) \sin \alpha. \quad (16.21)$$

Они передаются только на одну арматуру (скатную), с помощью которой воронка присоединена к вертикальным стенам бункера.

Прочность бункера на изгиб в целом (см. *рис. 16.26, г*) рассчитывают по нормальному сечению на действие изгибающего момента, а также по наклонному сечению на действие поперечной силы подобно расчету железобетонных балок. При расчете по нормальному сечению учитывают горизонтальную арматуру, попадающую в

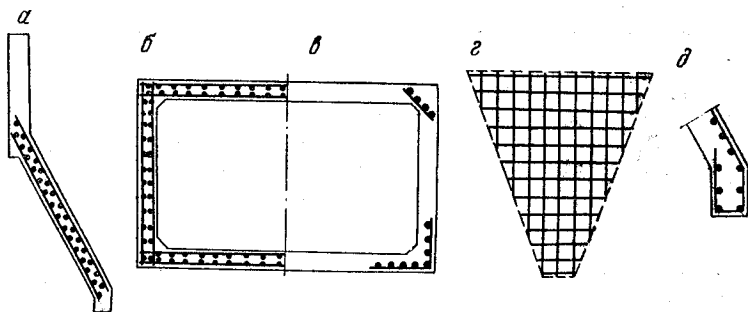


Рис. 16.27. Детали армирования воронки бункера

а — разрез; б — план (показаны сетки основной арматуры); в — план (показана дополнительная арматура углов); г — сварная сетка воронки; д — армирование течи сварной сеткой

растянутую зону (пересекаемую трещиной). Коэффициент условий работы арматуры принимают равным 0,8. При расчете по наклонному сечению учитывают также и вертикальную арматуру.

Стены воронки монолитного бункера армируют плоскими двойными сетками или вязаными, с ортогонально размещенными рабочими стержнями (рис. 16.27, а, б, г). Кроме того, по ребрам устанавливают дополнительные наружные угловые сетки, а для армирования изнутри — отдельные стержни (рис. 16.27, в). Течи армируют гнутыми сетками (рис. 16.27, д). Вертикальные стены бункера армируют, следуя обычным правилам.

В сборных бункерах общие принципы армирования сохраняются.

16.6. Силосы

Силосами называют емкости для хранения сыпучих материалов при соотношении глубины h и размеров в плане a и b (см. рис. 16.22, а), отвечающем условию $h > 1,5a$ (где $a > b$). Трение сыпучих материалов о стены силосов, возникающее в процессе истечения содержимого, велико и поэтому учитывается в расчетах.

Силосы отдельные или объединенные в корпуса входят в состав производственных объектов: промышленных (силосы для цемента, угля, соды и т. п.) или сельскохозяйственных (элеваторы для зерна).

По верху силосного корпуса предусматривают галерею для загрузочного оборудования, снизу — подсилос-

ное помещение для загрузки содержимого в транспортные механизмы.

По форме силосы могут быть цилиндрическими или призматическими с четырьмя, шестью, восемью гранями. По затрате материалов и стоимости возведения для цилиндрических силосов оптимальный размер диаметра — 6 м, для квадратных в плане — оптимальный размер стороны 3...4 м. Эти размеры и принимают в практике. При особых требованиях к хранению содержимого силосы могут быть и больших размеров в плане; в этом случае их делают обычно круглыми (диаметром 12 м и более).

Объемно-планировочные решения силосных корпусов элеваторов унифицированы. Разработаны конструкции силосов одиночных и групповых, однорядных и двухрядных, диаметром 6 м, полной высотой корпуса 15...25,8 м, вместимостью 250...3000 м³, а также силосов диаметром 12 м, высотой 24,6...42,6, вместимостью 1700...12 000 м³.

Для зерновых элеваторов рекомендованы к применению силосы трех типов с размерами в плане 36×24, 36×18 и 24×18. Длина корпуса может быть и больше, но она не должна превышать 48 м для круглых и 42 м для квадратных силосов. Это ограничение диктуется необходимостью устройства температурно-усадочных швов. Типовая высота силосов принята 30 м, на грунтах высокой прочности (скальные) она может быть увеличена до 42 м, а в некоторых случаях и более.

В корпусах, состоящих из цилиндрических или восьмигранных силосов, пространство между цилиндрами или восьмигранниками («звездочки») также используют для хранения сыпучих материалов.

Силосы сооружают монолитными (рис. 16.28) и сборными.

Монолитные силосные корпуса могут быть с круглыми и квадратными в плане силосами. Объединение смежных круглых силосов в единый блок выполняют на участке длиной 1,5...2 м. Минимальная толщина стен монолитных силосов установлена по условию недопущения разрывов в бетоне при перемещении скользящей опалубки, в которой они возводятся (табл. 16.3).

Подобную компоновку сохраняют и в сборных силосных корпусах (рис. 16.29). Их комплектуют из элементов трех типоразмеров: пространственного блока в виде замкнутой рамы, Г-образного и плоского. Номини-

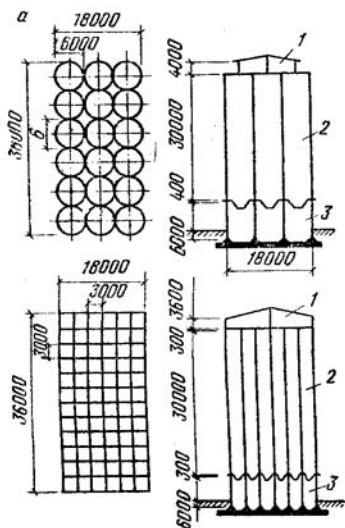


Рис. 16.28. Монолитные силосные корпуса

а — с цилиндрическими силосами; б — с квадратными в плане силосами; 1 — надсилосная галерея; 2 — силос; 3 — подсилосный этаж

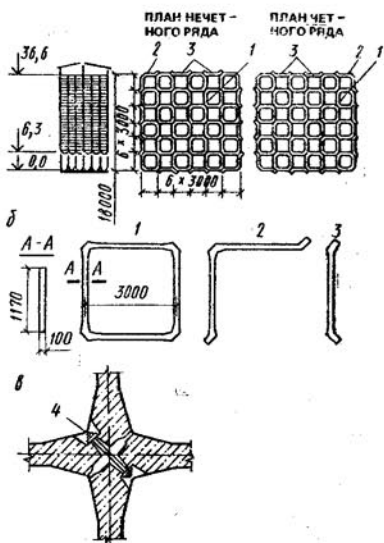


Рис. 16.29. Сборные силосные корпуса с квадратными в плане силосами

а — разрез и планы; б — сборные элементы; в — деталь сопряжения сборных элементов по внутренним углам; 1...3 — сборные элементы; 4 — болт

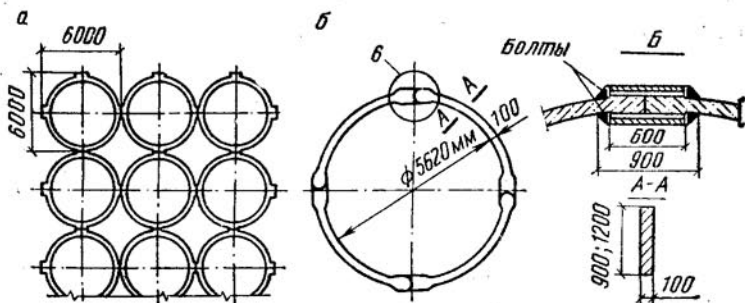


Рис. 16.30. Сборные силосные корпуса с цилиндрическими силосами
а — фрагмент плана корпуса; б — конструктивная схема яруса

нальный размер высоты сборного яруса — 1,2 м. Сборные элементы могут быть гладкими толщиной 100 мм или ребристыми с толщиной стены 60 мм. Объединяют от-

дельные силосы в силосный корпус с помощью оцинкованных болтов.

Сборные цилиндрические силосы малого диаметра (3 м) можно монтировать из цельных колец, однако такие силосы применяют редко. Сборные силосы с номинальным диаметром 6 м komponуют, как показано на рис. 16.30, а. Каждый ярус состоит из четырех элементов, соединяемых болтами (рис. 16.30, б). Сборные элементы могут быть гладкими (толщиной 100 мм) и ребристыми (с толщиной стен 60 мм и высотой ребер 150 мм).

Применяют сборные восьмигранные силосы (рис. 16.31) из пространственного блока в виде замкнутой рамы и плоских ребристых плит. Соединение сборных элементов предусмотрено на болтах. Эта конструкция не получила широкого распространения.

Разработана конструкция сборных круглых силосов большого диаметра (12 м) из панелей-оболочек каннелюрного типа (рис. 16.32) с номинальными шириной 1,54 м и высотой 3 м. Панели снабжены торцовыми ребрами, в наружных пазах которых помещают предварительно напрягаемую кольцевую арматуру силоса. Натяжение этой арматуры выполняют при укрупнительной сборке отдельных поярусных царг на особом стенде, в котором внутренний распор создается сжатым воздухом. После натяжения арматуру защищают цементным раствором, наносимым способом торкретирования.

Стены круглых монолитных силосов обычно доводят до фундаментной плиты. В подсилосной части стены усиливают пиллястрами, на которые сверху опираются воронки (рис. 16.33, а). Устраивают также плоские днища на своих колоннах с забуткой поверху (рис. 16.33, б). Сборные круглые силосы вместе с воронками (которые также могут быть сборными) опираются в подсилосном помещении на П-образные рамы (рис. 16.33, в). Опирающие квадратные силосов решается аналогично.

Давление от сыпучего материала — вертикальное p_{k1} (нормативное) и горизонтальное p_{k2} (нормативное) — на глубине y от уровня загрузки определяют по формулам, выведенным теоретически и уточненным экспериментально (рис. 16.34, а, б):

$$p_{k1} = k_{\text{dyn}} \rho F (1 - e^{-k_{\text{dyn}} y n / A}) / \mu \mu; \quad (16.22)$$

$$p_{k2} = k p_{k1}; \quad (16.23)$$

$$k = \text{tg}^2 (45^\circ - 0,5\varphi). \quad (16.24)$$

Рис. 16.31. Конструктивная схема сборного восьмигранного силоса

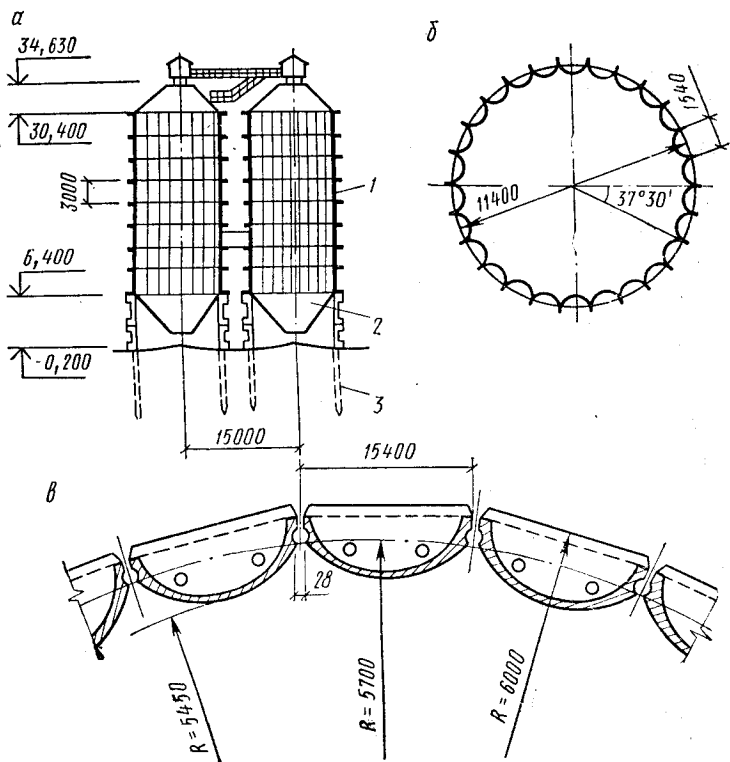
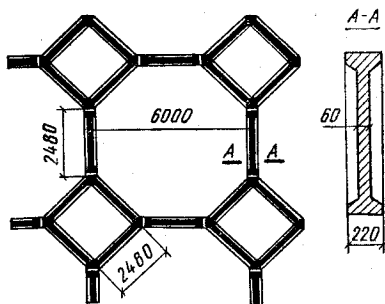


Рис. 16.32. Конструктивные схемы сборного круглого силоса диаметром 12 м с панелями каннелюрного типа

а — разрез; б — план; в — деталь плана; 1 — панели-оболочки; 2 — металлические воронки; 3 — железобетонные сваи

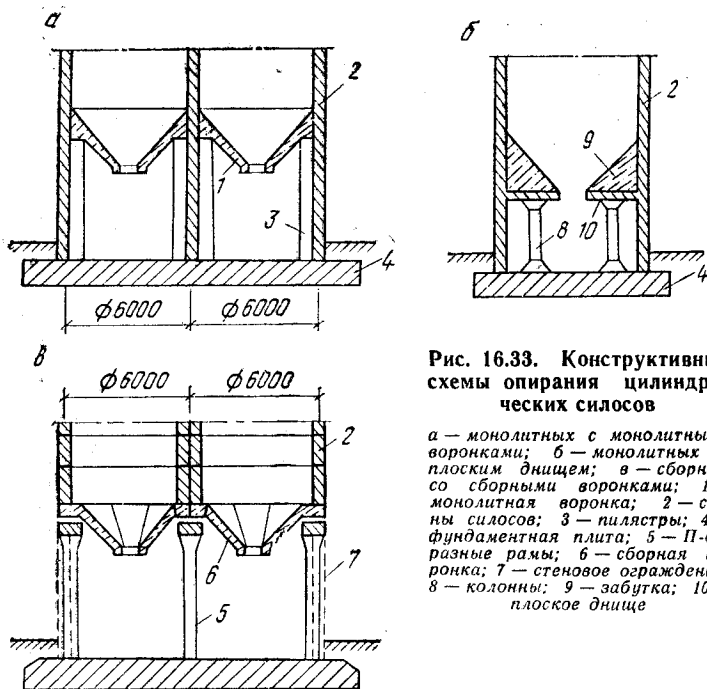


Рис. 16.33. Конструктивные схемы опирания цилиндрических силосов

а — монолитных с монолитными воронками; *б* — монолитных с плоским дном; *в* — сборных со сборными воронками; 1 — монолитная воронка; 2 — стены силосов; 3 — пилястры; 4 — фундаментная плита; 5 — П-образные рамы; 6 — сборная воронка; 7 — стеновое ограждение; 8 — колонны; 9 — забутка; 10 — плоское днище

где A — площадь сечения силоса, u — его периметр, ρ — плотность материала, μ — коэффициент трения сыпучего материала о вертикальные стенки, равный 0,4...0,8 в зависимости от материала; $k_{\text{дин}}$ — коэффициент, учитывающий динамическое воздействие сыпучего материала, возникающее в процессе разгрузки, и некоторые другие явления, не учитываемые теоретическим выводом; его принимают равным 2 при расчете горизонтальной арматуры нижней зоны стен на $\frac{2}{3}$ их высоты, а при расчете конструкции днищ и воронок — 1,5; в остальных случаях — 1.

Вертикальное давление, передающееся стене силоса вследствие трения сыпучего материала (рис. 16.34, в), $\tau = \mu p_2$.

Расчетное значение нагрузки от сыпучих материалов определяют по формулам:

$$p_1 = \rho k_1 \gamma_f / \gamma_k; \quad p_2 = \rho k_2 \gamma_f / \gamma_k, \quad (16.25)$$

где γ_f — коэффициент надежности по нагрузке; γ_k — коэффициент условий работы конструкции.

Коэффициент γ_f для сыпучих материалов принимают

Рис. 16.34. К расчету стен цилиндрических силосов

а — вертикальный разрез по силосу; б — эпюра нормального давления в сыпучем материале силоса; в — к расчету кольцевого усилия; г — внутреннее давление от сыпучего материала на кольцевой элемент силоса

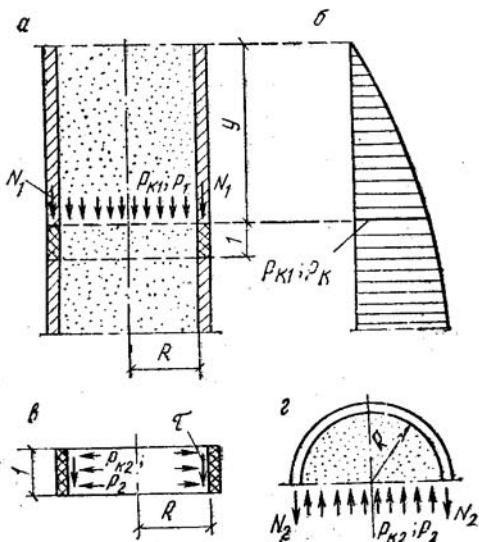
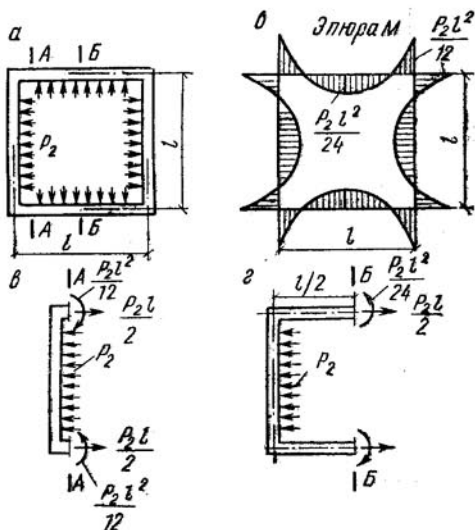


Рис. 16.35. К расчету стен силоса, квадратного в плане

а — расчетная схема; б — эпюра изгибающих моментов; в — моменты и силы в стенах силоса по сечению А-А; г — то же по сечению Б-Б



1,3; при расчете на сжатие нижней зоны стен силосов, колонн подсилосного этажа и фундаментных плит значение расчетной нагрузки от массы сыпучих материалов умножают на коэффициент 0,9.

Коэффициент γ_k при расчете горизонтальной арматуры для нижней части стен (на $2/3$ ее высоты) круглых внутренних силосов в корпусах с рядовым расположением, а также прямоугольных наружных и внутренних силосов при размерах сторон до 4 м принимают равным 2; при расчете конструкций плоских днищ без забутков и воронок — 1,3; и для плоских днищ с забутками толщиной 1,5 м и более — 2. В неоговоренных случаях $\gamma_k = 1$.

Стена цилиндрического силоса растягивается горизонтальной силой (рис. 16.34, г)

$$N_2 = p_2 R. \quad (16.26)$$

Стена силоса любой формы в вертикальном направлении сжимается погонной силой (см. рис. 16.34, а)

$$N_1 = (A/u) (\rho y - p_{k1}) (\gamma_l / \gamma_k). \quad (16.27)$$

Нормальное давление по скату воронки силоса вычисляют, как в бункерах, по выражению (16.15). Площадь сечения горизонтальной арматуры цилиндрических силосов на единицу высоты стены находят по выражению $A_s = N_2 / R_s$.

По силе N_1 (на 1 м длины периметра горизонтального сечения силоса) с учетом вертикального давления от всех вышерасположенных конструкций проверяют прочность стен силоса как сжатых элементов в наиболее загруженных местах (у воронки или фундаментной плиты).

Ячейку квадратного в плане монолитного силоса рассчитывают на каждом ярусе высоты как замкнутую раму под воздействием внутреннего давления p_2 (рис. 16.35, а). Стена испытывает растяжение силами $pl/2$ и изгиб моментами $pl^2/12$ в углах и $pl^2/24$ в пролете (рис. 16.35, б...г).

Для силосов применяют бетон класса не ниже В15.

Стены монолитных силосных корпусов возводят обычно в скользящей опалубке, удерживаемой на домкратных рамах. Поэтому армируют стены в горизонтальном направлении отдельными стержнями сравнительно небольшой длины с шагом стержней 100...200 мм; толщина защитного слоя должна быть не менее 20 мм. Стыки стержней делают вразбежку с перепуском концов на $60d + 100$ мм. В силосах малого диаметра предварительное напряжение арматуры стен не выполняют; для армирования применяют арматуру класса А-III (периодического профиля).

Стены круглых силосов диаметром до 6 м достаточно

Рис. 16.36. Детали армирования стен цилиндрических монолитных силосов

a — одиночное; *б* — двойное; *в* — вертикальный вязаный каркас; *г* — дополнительное армирование в местах сопряжения соседних силосов; *1* — вертикальные стержни; *2* — стержни кольцевой рабочей арматуры; *3* — соединительные шпильки; *4, 5* — хомуты до и после укладки горизонтальных стержней; *6* — дополнительные стержни

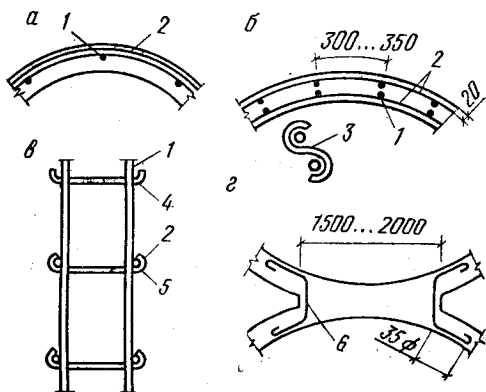
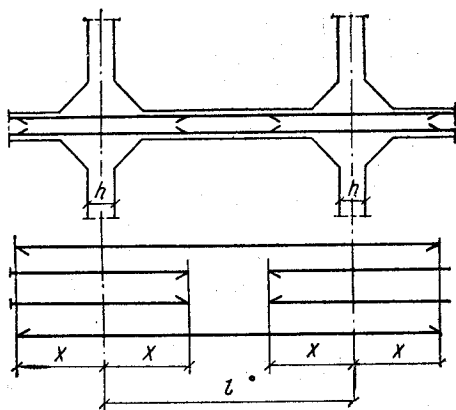


Рис. 16.37. Схема армирования стен квадратных монолитных силосов



армировать одиночной горизонтальной арматурой (рис. 16.36, *a*), однако в наружных стенах силосов на $\frac{2}{3}$ высоты от днища необходимо двойное армирование (рис. 16.36, *б*) для восприятия изгибающих моментов, образующихся при шахматном заполнении силосов корпуса.

Вертикальные стержни принимают диаметром 10 мм с шагом 300...350 мм для наружных стен силосов и 400...500 мм для внутренних. Общее сечение вертикальных стержней назначают не менее 0,4 % сечения бетона. Часть вертикальных стержней устанавливают в виде вязаных каркасов (рис. 16.36, *в*) через 1...1,5 м, что

обеспечивает проектное положение горизонтальной арматуры при бетонировании. Стыки вертикальных стержней делают вразбежку с перепуском концов на $35d$.

Вертикальные и горизонтальные стержни во всех местах пересечений связывают вязальной проволокой; при двойном армировании (см. *рис. 16.36, в*) обе сетки соединяют поперечными хомутами диаметром не менее 3 мм.

В местах сопряжения соседних силосов входящие углы армируют дополнительными стержнями (*рис. 16.36, г*), их диаметр и шаг принимают такими же, как и основной кольцевой арматуры.

В стенах квадратных монолитных силосов устанавливают двойную арматуру (*рис. 16.37*), учитывая, что давление на промежуточные стены возможно с одной и с другой стороны и что горизонтальная арматура должна воспринимать моменты в углах вдвое большие, чем в пролете (см. *рис. 16.35*).

В сборных силосах принципы армирования, изложенные выше, сохраняются. Изготовление сборных элементов на заводах позволяет армировать их высокопрочной проволочной арматурой и тем снизить расход стали.

Стены силосов рассчитывают по образованию и ширине раскрытия трещин в соответствии с указаниями, относящимися к растянутым элементам. Опыт проектирования показал, что для стен монолитных силосов из бетона класса В15 с арматурой (без предварительного напряжения) периодического профиля класса А-II с процентом армирования не более 0,7 — раскрытие трещин не превышает допустимого размера (0,2 мм при нормативных значениях нагрузки).

16.7. Подпорные стены

Железобетонные подпорные стены значительно экономичнее каменных и бетонных. Их применяют преимущественно сборными. Различают подпорные стены уголкового, с контрфорсами, анкерные.

Уголкового стены применяют, когда полная высота подпорной стены не превышает 4,5 м. При большей высоте экономичнее стены с контрфорсами или анкерные. Уголкового подпорные стены могут быть изготовлены в виде единых блоков длиной 2...3 м (*рис. 16.38, а*). Разработаны типовые конструкции сборных уголкового подпорных стен, состоящие из двух элементов: стеновой (ли-

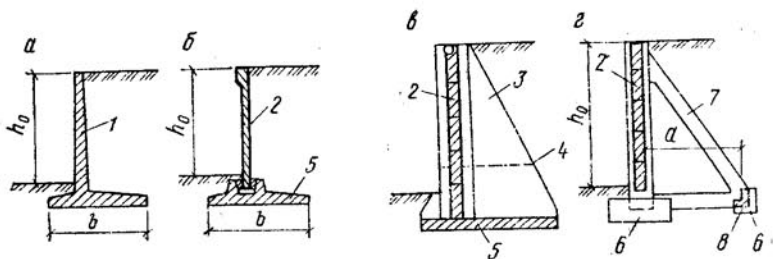


Рис. 16.38. Конструктивные схемы сборных подпорных стен
а — уголковая одноэлементная; *б* — уголковая двухэлементная; *в* — с контрфорсами; *г* — анкерная; 1 — сборные цельные блоки; 2 — стеновые плиты; 3 — сборный контрфорс; 4 — стык сборных элементов контрфорса; 5 — фундаментная плита; 6 — опоры рамы; 7 — рамы; 8 — анкерная балка

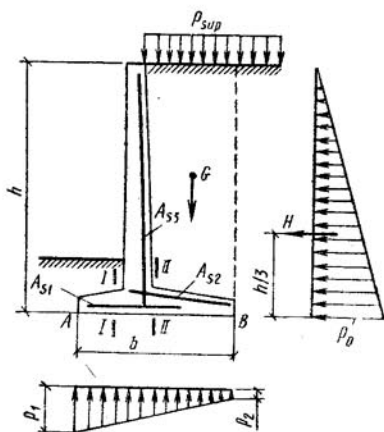


Рис. 16.39. К расчету уголковой подпорной стены

цевой) плиты и фундаментной плиты (рис. 16.38, б), с анкерной. Предусмотрены высоты подпора грунта h , равные 1,2; 1,8; 2,4; 3 и 3,6 м. Номинальная длина стеновых плит принята 3 м, фундаментных — 3 и 1,5 м; ширина подошвы b — 2,2; 2,5; 3,1 и 3,7 м. Учтена возможность установки фундаментной плиты с наклоном подошвы до 7° для повышения устойчивости подпорной стены против сдвига.

В подпорных стенах других типов (рис. 16.38, в, г) ограждение образуется из сборных стеновых плит, закладываемых в базы контрфорсов или рам. Контрфорсы конструируют составными из 2—3 частей. Их устанавливают с шагом 2...3 м на сборные элементы опорной плиты, с которой соединяют, сваривая закладные металлические детали.

Рамы анкерных подпорных стен размещают через 4...5 м, опирая их на отдельные фундаменты. Анкерная

балка предназначена для удерживания всей конструкции от сдвига под воздействием горизонтального давления грунта. Расстояние a (см. рис. 16.38, в) принимают равным $0,3...0,6h$ высоты подпора грунта, если грунт имеет угол естественного откоса $30...45^\circ$.

В практике встречаются и другие конструктивные решения подпорных стен: с анкерным зубом ниже подошвы опорной плиты или с обратным уклоном подошвы, что повышает устойчивость стены против сдвига в горизонтальном направлении; с разгрузочными площадками, устраиваемыми на промежуточных уровнях высоты стены с ее задней стороны в целях уменьшения ширины опорной плиты; с ребристыми стенами вместо гладких для уменьшения расхода бетона и т. п. Иногда применяют ряжевые подпорные стены, собираемые из мелких балочных железобетонных сборных элементов в клетки (подобно деревянным ряжам), которые заполняют каменной наброской. По расходу материалов они экономичнее других подпорных стен, но дороже по монтажу.

Давление грунта на подпорные стены согласно формулам сопротивления материалов зависит от плотности грунта γ , угла естественного откоса грунта φ , угла наклона задней грани подпорной стены, угла наклона откоса засыпки выше подпорной стены. В простейшем случае, когда задняя грань стены вертикальна, а поверхность грунта над стеной горизонтальна, равнодействующую горизонтального давления земли (ее нормативное значение) на 1 м длины стены (рис. 16.39) определяют по формуле

$$H = 0,5\gamma h^2 \operatorname{tg}^2(45^\circ - 0,5\varphi). \quad (16.28)$$

Распределение давления грунта по высоте стены принимают прямолинейным, поэтому интенсивность его внизу равна $p_0 = 2H/h$, а равнодействующая считается приложенной на расстоянии $h/3$ от подошвы.

В обычных условиях плотность грунта γ колеблется в пределах $1,6...1,9 \text{ т/м}^3$, угол естественного откоса грунта $\varphi = 30...45^\circ$. Коэффициент надежности по горизонтальному давлению на стену принимают равным 1,2.

Равномерно распределенную нагрузку p_{sup} , находящуюся на верхнем уровне грунта, принимаемую с коэффициентом надежности 1,3, приводят к весу слоя грунта высотой h_{sup}/γ и учитывают при определении равнодействующей давления на стену согласно формуле

$$H = 0,5\gamma h (h + 2h_{\text{sup}}) \operatorname{tg}^2(45^\circ - 0,5\varphi). \quad (16.29)$$

Предварительно ширину опорной плиты b и ее вынос принимают такими, чтобы наибольшее краевое давление на грунт под подошвой, определяемое по формуле (см. гл. 12)

$$\left. \begin{matrix} p_A \\ p_B \end{matrix} \right\} = \frac{\Sigma G}{A} \pm \frac{\Sigma M}{W}, \quad (16.30)$$

не превышало $1,2R_0$ при соблюдении условия, чтобы среднее давление $p_m = F/N \leq R_0$ и чтобы приближенно гарантировать устойчивость стены против опрокидывания и скольжения согласно соотношениям:

$$M_h/M_v \geq 1,5; \quad \Sigma G\mu/H \geq 1,2. \quad (16.31)$$

В этих формулах M — момент от всех сил (расчетных, действующих на стену) относительно центра тяжести подошвы; A , W — соответственно площадь и момент сопротивления подошвы; R_0 — условное расчетное давление на грунт; M_v — опрокидывающий момент от давления грунта относительно переднего края подошвы (точка A на рис. 16.39); M_h — удерживающий момент, гарантируемый вертикальными нагрузками (вес стены и грунта на выступах), вычисленный относительно той же точки; ΣG — сумма вертикальных нагрузок; μ — коэффициент трения бетона по грунту в пределах 0,3—0,6 в зависимости от вида и состояния грунта.

Целесообразно, чтобы при этом давление на грунт у края внутреннего выступа (точка B на рис. 16.39) имело приблизительно нулевое значение.

Окончательные размеры подошвы и выноса опорной плиты подпорной стены принимают согласно расчету основания по несущей способности и деформациям в соответствии с требованиями норм по расчету оснований зданий и сооружений.

Внешний и внутренний выступы опорной плиты рассматривают на изгиб как консоли, заделанные соответственно в сечениях I — I и II — II. Внешняя консоль загружена давлением грунта снизу, внутренняя — еще и грунтом, расположенным выше нее. Расчетное количество арматуры A_{s1} и A_{s2} размещают соответственно по низу и по верху опорной плиты (см. рис. 16.39).

От давления H конструкцию самой стены рассчитывают так же, как изгибаемую консоль, которая заделана в опорной плите. Расчетное количество арматуры A_{s3} располагают со стороны внутренней поверхности стены.

На рис. 16.40 представлен пример армирования подпорной стены уголкового типа. Рабочие стержни объединяют в сетки с помощью монтажной арматуры. Для

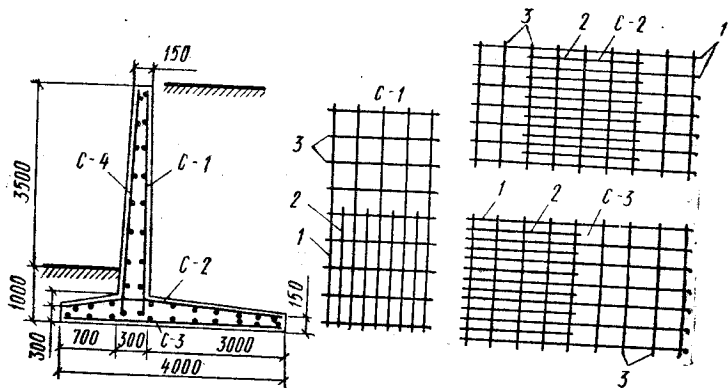


Рис. 16.40. Схема армирования угловой подпорной стены
 1 — сквозные рабочие стержни; 2 — дополнительные рабочие стержни; 3 — монтажные стержни

экономии арматуры часть стержней размещают только в зонах наибольших моментов. Сетка С-4 конструктивная.

Сборные стеновые панели в схемах на рис. 16.38, в, г рассчитывают от горизонтального давления грунта как плиты, работающие по балочной схеме с пролетом от одного контрфорса (рамы) до другого контрфорса (рамы). Контрфорс рассчитывают как консоль, заделанную в опорной плите. Соединения сборных элементов рассчитывают на восприятие моментов и сил, которые через них передаются. Размеры и армирование анкерной балки определяют по условию недопущения опрокидывания подпорной стены.

16.8. Подземные каналы и тоннели

Подземные каналы и тоннели на территориях промышленных и гражданских объектов выполняют преимущественно неглубокого заложения. Они предназначены для прокладки тепло-, газо-, паро-, нефте- и маслопроводов, а также сетей водоснабжения, канализации, сжатого воздуха, электрокабелей.

Каналы делают непроходными или полупроходными с внутренней высотой в свету не более 1500 мм. Тоннели устраивают проходными с внутренней высотой не менее

1800 мм. Их нередко используют в пешеходных целях и для транспортирования грузов.

Тоннели прокладывают с продольным уклоном для стока случайных вод, оборудуют освещением, вентиляцией, сигнализацией, противопожарными и другими устройствами.

Покрытия подземных каналов и тоннелей располагают ниже поверхности земли не менее чем на 0,7 м (до низа дорожного покрытия не менее 0,5 м). По длине каналов и тоннелей устраивают деформационные швы в местах примыкания их к камерам и компенсационным нишам, на границах резкого изменения грунтовых условий, а на прямых участках — не реже чем через 50 м.

Наименьшие затраты средств и материалов получаются при строительстве железобетонных каналов и тоннелей (в сравнении с кирпичными или бетонными), а наименьшие трудовые затраты и сроки возведения — при строительстве их в сборном железобетоне.

Для сокращения числа типоразмеров лотков их делают только определенных размеров: по ширине (внутри) — 300...2400 мм (с шагом 300 мм) и 3000 мм, по высоте (внутри) — 300, 450, 600, 900, 1200 и 1500 мм; по длине (номинальной, т. е. с учетом монтажных швов) — 3000 и 6000 мм. Плоские плиты покрытий и днища назначают соответствующей ширины с номинальной длиной 3000 мм. Кроме элементов с основными размерами длины предусматривают доборные элементы длиной 720 мм.

Из лотков и плит komponуют односекционные каналы с размещением лотков днищем вниз (*рис. 16.41, а*) или днищем вверх, также двухсекционные (*рис. 16.41, б*). Используя только лотки (без плит), можно компоновать каналы, а также тоннели по схеме на *рис. 16.41, в* (односекционные); их можно делать и двухсекционными, объединяя односекционные, подобно компоновке по схеме *рис. 16.41, б*.

Верхние и нижние лотки соединяют в единую конструкцию сваркой на монтаже закладных коротышей из швеллеров, размещаемых в толще продольных швов. Лотки в каналах в продольном направлении укладывают без перевязки торцовых швов лотков, а в тоннелях — с перевязкой. В тоннелях и полупроходных каналах предусматривают входы для людей и монтажные подъемы по размеру устанавливаемого оборудования.

Унифицированные сборные конструкции, применяемые

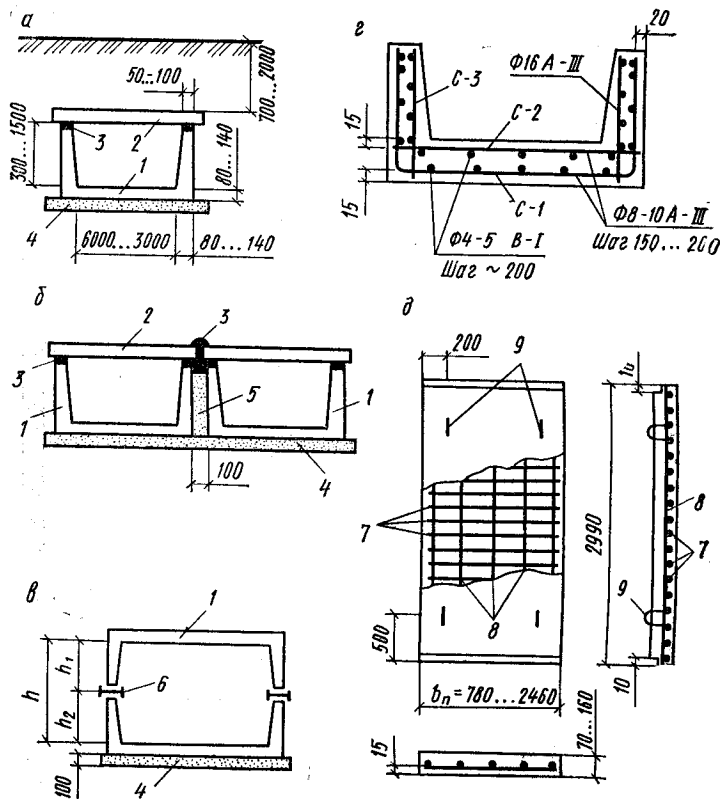


Рис. 16.41. Каналы и тоннели с применением лотков и плит

а — канал односекционный; *б* — канал двухсекционный; *в* — канал — при $h \leq 1500$ мм (тоннель — при $h > 1800$ мм) односекционный из двух лотков; *г* — армирование сборного лотка; *д* — армирование сборной плиты; 1 — лоток; 2 — плита покрытия; 3 — цементный раствор; 4 — песчаная подготовка; 5 — зазор между лотками, заполненный песком; 6 — стальная прокладка; 7 — рабочие стержни; 8 — монтажные стержни; 9 — петли для подъема плит

только для тоннелей, разработаны применительно к трем конструктивным решениям: для односекционных тоннелей с применением уголковых стеновых элементов в сочетании с плитами покрытия и днища (рис. 16.42); для двухсекционных тоннелей с дополнительным рядом промежуточных колонн и продольным прогоном по ним (рис. 16.43); для односекционных тоннелей из объемных блоков (рис. 16.44).

Для тоннелей с уголковыми стеновыми элементами

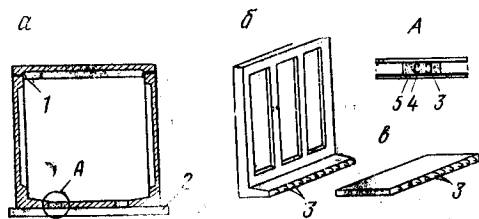


Рис. 16.42. Односекционный тоннель с угловыми стеновыми элементами и плитами покрытия и днища
a — поперечное сечение тоннеля; *б* — угловой стеновой элемент; *в* — плита днища; 1 — подрезка ребра плиты покрытия у опоры; 2 — бетонная подготовка; 3 — петлевые выпуски арматуры для стыкового соединения; 4 — монтажные арматурные стержни; 5 — бетон замоноличивания стыкового соединения

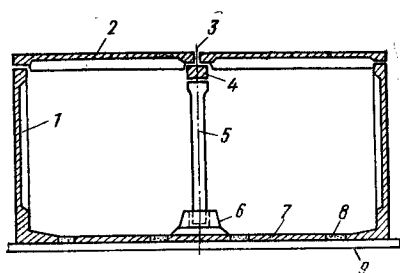


Рис. 16.43. Двухсекционный тоннель с угловыми стеновыми элементами и промежуточными стоечными опорами

1 — угловой стеновой элемент; 2 — плита покрытия; 3 — цементный раствор; 4 — продольный прогон; 5 — колонна; 6 — фундамент колонны; 7 — плита днища; 8 — стыковое соединение (см. деталь на рис. 16.42); 9 — бетонная подготовка

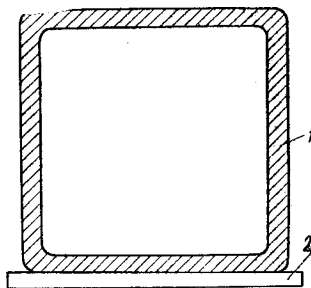


Рис. 16.44. Односекционный тоннель из объемных блоков

1 — объемный блок; 2 — бетонная подготовка

предусмотрены габариты тоннелей: по высоте — 2100, 2400, 3000 и 3600 мм, по ширине — 1500, 1800, 2100 мм (для односекционных), 2400, 3000, 3600 и 4200 мм (для одно- и двухсекционных). Для тоннелей из объемных блоков приняты размеры по высоте 2100, 2400, 3000 и по ширине — 1500...3000 мм. Разработаны конструкции тоннелей и для случаев их размещения под автодорогами на глубине до верха тоннеля 0,5...6 м, под железными дорогами на глубине от низа шпал до верха тоннеля — 1...4 м, внутри цехов — на глубине до 6 м.

Односекционные тоннели (см. рис. 16.42) монтируют из двух угловых элементов (стеновая часть которых

принята ребристого типа), плит покрытия (ребристых) и плит днища (сплошных). Стеновые элементы и плиту днища объединяют в единую конструкцию жестким стыком длиной во всю длину сборных элементов, для чего предусматривают в сборных элементах встречные петлевые выпуски (стык Передерия), внутри которых размещают на монтаже арматурные стержни, а также замоноличивание бетоном класса В25. Плиты покрытий делают с ребрами, имеющими на опорах подрезку для восприятия бокового давления стен.

В двухсекционных тоннелях (см. рис. 16.43) промежуточную опору образуют из прогона, колонн и фундаментных блоков. Двухсекционный тоннель может быть также выполнен из двух рядом размещенных односекционных тоннелей.

Номинальная длина основных стеновых блоков (вдоль тоннеля) принята 3000 мм.

Тоннели по рис. 16.44 выполняют из объемных блоков номинальной длины 1500, 2400 и 3000 м. Сопряжение блоков по длине делают «в четверть» по стенам и днищу и со шпонками в покрытии.

В грунтах естественной влажности тоннеля сверху покрывают оклеечной гидроизоляцией из двух слоев битумоизола и защищают ее сверху слоем цементного раствора толщиной 30 мм. Стены обмазывают горячим битумом.

При наличии грунтовых вод устраивают оклеечную гидроизоляцию днища, а также стен на высоту 0,5 м выше расчетного уровня грунтовых вод. Под днищем каналов и тоннелей грунт трамбуют и по нему для каналов устраивают песчаную подсыпку, а для тоннелей — бетонную подготовку. Все монтажные швы сборных элементов заполняют цементным раствором.

Сборные элементы каналов и тоннелей выполняют из бетона класса В25, армируют сварными сетками из арматуры класса А-III и обыкновенной проволоки класса В-I.

Каналы и тоннели неглубокого заложения возводят открытым способом. В этом случае расчетную вертикальную нагрузку на покрытие от грунта (рис. 16.45, а) определяют по формуле

$$p_1 = \gamma_f \rho h_1,$$

где h_1 — расстояние от поверхности грунта до верха покрытия, м;
 ρ — нагрузка от единицы объема грунта, равная, в зависимости от

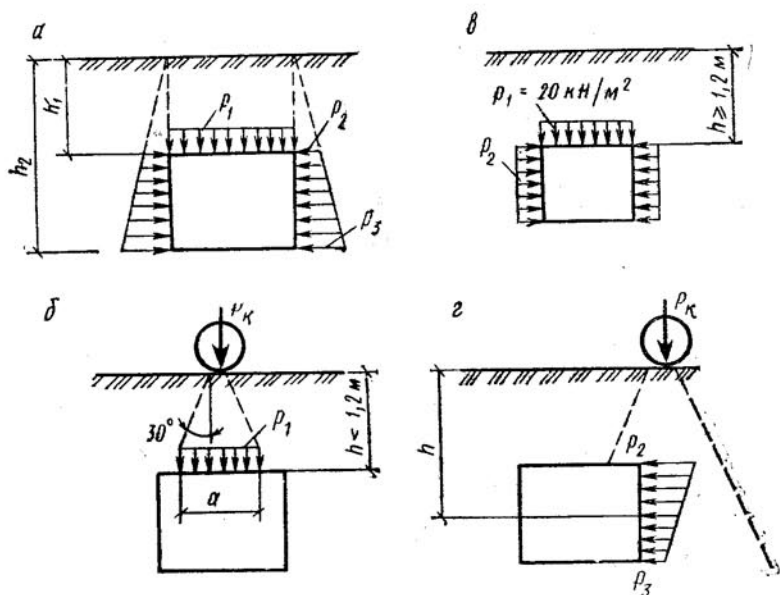


Рис. 16.45. Схемы нагрузок на подземные каналы и туннели

а — вертикальное и горизонтальное давление от грунта; б — вертикальное давление от временной нагрузки на поверхности земли при $h < 1,2$ м; в — вертикальное и горизонтальное давление от автотранспорта при $h > 1,2$ м; г — горизонтальное давление при тех же условиях

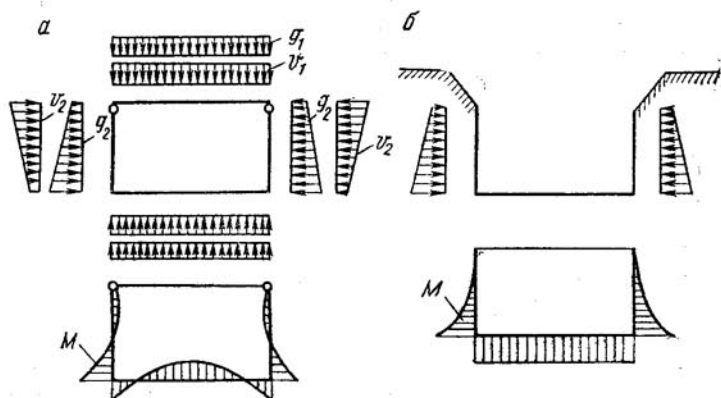


Рис. 16.46. К расчету конструкции каналов и туннелей

а — П-образная перевернутая рама с распоркой; б — то же без распорки; g_1 — вертикальная нагрузка постоянная; v_1 — то же временная; g_2 — горизонтальная нагрузка постоянная; v_2 — то же временная; М — эпюра изгибающих моментов

вида грунта и его влажности, $16-20 \text{ кН/м}^3$; γ_f — коэффициент надежности по нагрузке, принимаемый равным 1,2,

Горизонтальную нагрузку на стены на уровне h_1 вычисляют по формуле

$$p_2 = p_1 \operatorname{tg}^2(45^\circ - 0,5\varphi), \quad (16.32)$$

где φ — нормативный угол внутреннего трения грунта, находящийся в пределах $25-45^\circ$,

На глубине h_3 , по аналогии с предыдущими формулами,

$$p_3 = \gamma_f \rho h_3 \operatorname{tg}^2(45^\circ - 0,5\varphi).$$

В расчетах конструкций каналов и тоннелей учитывают временную нагрузку на поверхности земли от автотранспорта.

Давление сосредоточенной нагрузки, расположенной на поверхности земли, распределяется в грунте под углом 30° к вертикали (рис. 16.45, б), а в пределах толщи дорожного покрытия — под углом 45° .

Вертикальное давление на глубине от поверхности земли при $h < 1,2$ м определяют по формуле $p_1 = P/ab$, где a и b — размеры площади давления на глубине h (см. рис. 16.45, б). При $h \geq 1,2$ давление от автомобилей принимает вид вертикальной нагрузки (с коэффициентом надежности по нагрузке 1,4) нормативного значения $p_1 = 20 \text{ кН/м}^2$ (рис. 16.45, в).

Горизонтальное давление грунта при нагрузках на поверхности в обоих случаях определяют по второй формуле (16.32) с эпюрами, изображенными на рис. 16.45, в, г.

В подземных сооружениях вся вертикальная нагрузка от перекрытия и стен уравнивается реактивным отпором грунта, который считают равномерно распределенным по подошве днища.

Плиты покрытия каналов и тоннелей рассчитывают по однопролетной балочной схеме с шарнирным опиранием на стены. Стены, жестко соединенные с днищем в односекционных каналах и тоннелях по схемам, изображенным на рис. 16.41, а, 16.42, а, рассчитывают как П-образную перевернутую раму с распоркой вверху (рис. 16.46, а). При снятом перекрытии (в периоды строительства и ремонта) раму рассчитывают без верхней распорки (рис. 16.46, б).

Конструкцию тоннеля из объемных блоков (см. рис. 16.44) рассчитывают по схеме замкнутой рамы на ука-

занные выше воздействия постоянных и временных нагрузок.

Контрольные вопросы для самостоятельной проработки материала главы 16

1. Какова общая характеристика применяемых железобетонных цилиндрических резервуаров?
2. Какое конструктивное решение имеют цилиндрические монолитные и сборные резервуары? Как выглядит схема размещения арматуры стен?
3. С какими целями выполняют предварительное напряжение стен круглых резервуаров и какие средства для этого используют?
4. Каковы расчетные схемы цилиндрических резервуаров?
5. В чем состоят особенности конструктивных решений прямоугольных в плане монолитных резервуаров? То же в сборных конструкциях?
6. Каково конструктивное решение температурно-усадочных швов стен и днища прямоугольных резервуаров?
7. Каковы расчетные схемы стен прямоугольных резервуаров?
8. Какие разновидности водонапорных башен применяют на объектах промышленных предприятий?
9. Какова конструктивная схема водонапорной башни с монолитной сплошной железобетонной опорой? С монолитной рамной опорой? С сборной железобетонной сквозной опорой?
10. В чем состоят принципы расчета водонапорной башни при действии вертикальных и ветровых нагрузок?
11. Каковы конструктивные схемы бункеров?
12. Какие схемы разрушения бункеров предусматривают в расчете их конструкций?
13. Какие конструктивные схемы монолитных и сборных силосных корпусов применяют в практике?
14. Воздействие каких сил испытывают стены цилиндрических силосов? Как размещена основная арматура?
15. В чем заключается принцип расчета стен ячейки силоса, квадратного в плане?
16. Какие конструктивные схемы сборных подпорных стен распространены в строительстве?
17. Какие требования предъявляют к конструкции уголковых подпорных стен при проектировании (расчете и армировании)?
18. Какие конструктивные решения используют при устройстве подземных каналов и тоннелей?

ГЛАВА 17. ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ, ВОЗВОДИМЫЕ И ЭКСПЛУАТИРУЕМЫЕ В ОСОБЫХ УСЛОВИЯХ

17.1. Конструкции зданий, возводимых в сейсмических районах

17.1.1. Особенности конструктивных решений

Сейсмическими называют географические районы, подверженные землетрясениям. Землетрясения вызываются явлениями вулканического характера, радиоактивного распада и разрыва глубинных слоев земли, сопровождающимися колебаниями земной коры. Для преобладающего большинства зданий, расположенных в сейсмических районах, наиболее опасны горизонтальные колебания поверхностных слоев почвы. При эпицентре землетрясения вблизи района застройки опасными становятся и вертикальные сейсмические воздействия.

При проектировании зданий, возводимых в сейсмических районах, необходимо руководствоваться требованиями соответствующей главы СНиПа по строительству в сейсмических районах и Руководства по проектированию жилых и общественных зданий с железобетонным каркасом, возводимых в сейсмических районах.

Силу землетрясения оценивают в баллах по стандартной шкале, имеющей инструментальную и описательную часть. При землетрясении силой 6 баллов и менее специальных усилений конструкций не требуется, хотя к качеству строительных работ требования должны быть повышены. При землетрясении силой 7...9 баллов необходим специальный расчет конструкций. Землетрясение силой 10 баллов вызывает настолько значительные сейсмические воздействия, что восприятие их требует больших дополнительных затрат материалов и средств, экономически не оправданных. В районах, где возможны землетрясения 10 баллов, как правило, строительство не ведется.

Карта сейсмического районирования территории нашей страны в баллах и повторяемости сейсмического воздействия приведена в нормах. Указанная на карте сейсмичность района относится к участкам со средними грунтовыми условиями, характеризваемыми песчано-глинистыми грунтами и низким горизонтом грунтовых вод.

Дополнительным сейсмическим микрорайонированием учитывают действительное геологическое строение грунтов и уточняют сейсмичность площадки строительства. При благоприятных грунтовых условиях, например скальных или особо плотных грунтах, сейсмичность площадки понижается на 1 балл. Но при неблагоприятных грунтовых условиях, например при глинах и суглинках в пластичном состоянии, песках и супесях с высоким горизонтом грунтовых вод, сейсмичность повышается на 1 балл.

Общая компоновка сейсмостойкого здания предусматривает такое расположение несущих вертикальных конструкций (рам, связевых диафрагм и других конструктивных элементов), при котором удовлетворяются требования симметричности и равномерности распределения масс и жесткостей. При этом следует иметь в виду, что конструктивные меры, повышающие пространственную жесткость здания в целом, вместе с тем повышают и его сейсмостойкость. В этих целях следует применять поперечные и продольные связевые диафрагмы, связанные перекрытиями.

Сборные железобетонные конструкции успешно применяют в сейсмических районах. Об этом свидетельствует опыт строительства зданий, впоследствии подвергавшихся сейсмическим воздействиям. Стыки и соединения сборных конструкций необходимо замоноличивать, чтобы они были способны воспринимать сейсмические силы.

План здания должен быть простым, в виде прямоугольника, без выступающих пристроек и углов. При сложных очертаниях здания в плане устраивают антисейсмические швы, разделяющие здание на отдельные блоки простой прямоугольной формы. Обычно их совмещают с температурными и осадочными швами. Чтобы повысить сейсмостойкость здания, фундаменты в пределах одного блока должны залегать на одной глубине. При слабых грунтах устраивают перекрестные фундаментные ленты или же сплошную фундаментную плиту. При плотных грунтах допустимы отдельные фундаменты под колонны, связанные поверху балками-связями в обоих направлениях. В многоэтажном здании целесообразно устройство подвала и свайного основания.

Экономическая и индустриальная схема здания для сейсмических районов, как и для строительства в обычных условиях, должна удовлетворять требованиям типич-

зации элементов, унификации размеров и конструктивных схем, технологичности изготовления и монтажа при сборном и монолитном вариантах.

Оптимальная конструктивная схема сейсмостойкого многоэтажного каркасного здания, обладающая лучшими технико-экономическими показателями, может быть скомпонована при восприятии сейсмического воздействия по рамно-связевой системе с регулярно расположенными вертикальными связевыми диафрагмами. Как показали исследования, несмотря на общее увеличение сейсмической нагрузки на рамно-связевое каркасное здание, вызванное применением вертикальных связевых диафрагм и увеличением боковой жесткости здания, часть этой нагрузки, воспринимаемая рамами, все же меньше сейсмической нагрузки, формирующейся в более гибкой рамной системе. Существенно важен и характер эпюры Q_{lr} рамно-связевой схемы, при которой изгибающие моменты стоек рам от действия горизонтальной нагрузки на значительной части высоты здания остаются почти постоянными и, следовательно, позволяют осуществить типизацию элементов (см. гл. 15).

При сейсмическом воздействии узлы железобетонных рам находятся в сложном напряженном состоянии, и их проектированию необходимо уделять особое внимание. Исследования показали, что рамный узел необходимо армировать дополнительными хомутами и стержнями $d=8...10$ мм с шагом 70...100 мм, а также усиленной поперечной арматурой (на примыкающих участках ригелей и колонн) с шагом, вдвое меньшим, чем требуется по расчету, но не более 100 мм (рис. 17.1).

Развитие пластических деформаций в растянутой арматуре узла при сейсмическом воздействии повышает сейсмостойкость каркасного здания.

Предпочтительно в конструкции стыков сборных ригелей с колоннами использовать сварку выпусков арматуры и последующее замоноличивание (рис. 17.2). В этих стыках должны быть рифленые соединяемые поверхности (с целью образования бетонных шпонок) и часто расположенные поперечные стержни ригелей и колонн. В пределах узла колонну армируют дополнительными хомутами и стержнями, как описано выше.

Сборные перекрытия выполняют из панелей, соединенных между собой и с элементами рамного каркаса на сварке закладных деталей с замоноличиванием швов

Рис. 17.1. Армирование монолитного рамного узла и концевых участков ригелей и стоек поперечной арматурой

1 — дополнительные коммуты; 2 — дополнительные вертикальные стержни по периметру коммут

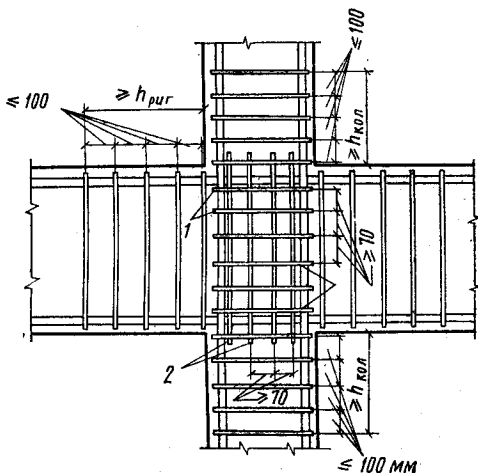
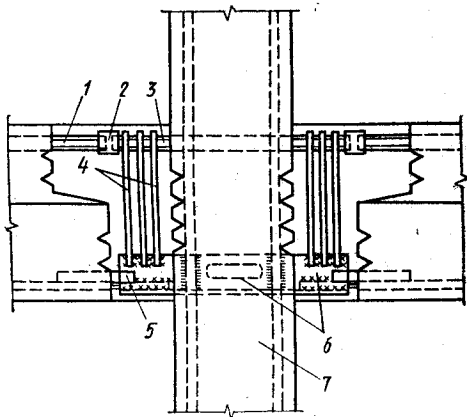


Рис. 17.2. Армирование сборного рамного узла

1 — выпуск продольной арматуры из ригеля; 2 — сварное соединение арматуры; 3 — выпуск продольной арматуры из колонны; 4 — поперечные стержни ригеля; 5 — усиленный выпуск арматуры; 6 — опорный столик из уголков с отверстием для бетонирования; 7 — колонна



и шпоночных связей. С этой целью в панелях перекрытий устраивают пазы и рифленные боковые поверхности что обеспечивает восприятие сдвигающих усилий.

Стеновые панели здания жестко связывают с перекрытиями и каркасом, в последнем случае — арматурой из стержней $d=6$ мм, располагаемых в горизонтальных швах кладки через 500 мм. Эту арматуру прикрепляют

к выпускам арматуры из колонн и заводят в кладку не менее чем на 700 мм в каждую сторону.

Если в стенах большие оконные и дверные проемы, устраивают железобетонные горизонтальные антисейсмические пояса, идущие по верху этих проемов. Такие пояса представляют собой горизонтальные рамы, передающие сейсмическую нагрузку на колонны каркаса.

Консольные выступающие части зданий — козырьки, карнизы, балконы — должны быть жестко связаны с каркасом, причем число их и размеры необходимо ограничить.

17.1.2. Основные положения расчета зданий на сейсмические воздействия

Сейсмическую нагрузку на здание устанавливают в зависимости от периода и формы свободных колебаний здания, его массы и силы сейсмического воздействия в баллах. При этом допускают, что сейсмические колебания почвы и основания здания совершаются по закону затухающей синусоиды.

Направление сейсмических сил в пространстве может быть любым, однако при расчете здания в целом или его крупных частей, как правило, сейсмические силы принимают направленными горизонтально вдоль поперечной или продольной оси здания.

При расчете с учетом сейсмических воздействий в значения расчетных нагрузок вводят коэффициенты сочетаний:

для постоянных нагрузок	0,9
» длительно действующих нагрузок	0,8
» кратковременных и снеговых нагрузок	0,5

При расчете конструкций на сейсмические воздействия нагрузки от ветра, динамическое воздействие от оборудования, инерционные силы масс на гибких подвесах и температурные климатические воздействия не учитывают.

Сейсмические силы обычно считаются приложенными в уровне перекрытий. В этих уровнях считаются сосредоточенными нагрузки от этажей здания.

Расчетная сейсмическая сила по i -му тону свободных горизонтальных колебаний для каждого i -го яруса здания

$$S_{ik} = k_1 k_2 S_{oik}, \quad (17.1)$$

где

$$S_{oik} = Q_k A \beta_i k_{\psi} \eta_{ik} \text{ и}$$

$$\eta_{ik} = \left(X_{ik} \sum_{j=1}^n Q_j X_{ij} \right) / \sum_{j=1}^n Q_j X_{ij}^2 \quad (17.2)$$

Здесь k_1 — коэффициент, которым учитывают допускаемое повреждение здания при обеспечении безопасности людей и сохранности оборудования (для зданий промышленного и гражданского строительства $k_1=0,25$); k_2 — коэффициент, которым учитывают конструктивную схему здания: например, для каркасных зданий с числом этажей $n > 5$ принимают $k_2=1+0,1(n-5) \leq 1,5$; для панельных зданий $k_2=0,9+0,075(n-1) \leq 1,5$; S_{oik} — значение сейсмической нагрузки для i -го тона свободных колебаний здания в предположении упругой работы; Q_k — ярусная нагрузка, включающая вес перекрытия, колонн, стен, временную нагрузку с учетом коэффициента сочетаний в уровне k ;

$A = 0,1; 0,2; 0,4$ соответственно для расчетной сейсмичности 7, 8, 9 баллов;

β_i — коэффициент динамичности по i -му тону свободных колебаний; зависит от периода свободных колебаний зданий T и категории грунтов по сейсмическим свойствам: $\beta_i=1/T_i \leq 3$ — для грунтов I категории; $\beta_i=1,1/T_i \leq 2,7$ — для грунтов II категории; $\beta_i=1,5/T_i \leq 2$ — для грунтов III категории. Во всех случаях принимается $\beta_i \geq 0,8$;

k_ψ — коэффициент, которым учитывают гибкость здания: например, для каркасных зданий с легкими навесными панелями при отношении длины к размеру поперечного сечения в направлении действия сейсмической нагрузки $l/b \geq 25$ $k_\psi=1,5$, при $l/b \geq 15$ $k_\psi=1$, при промежуточных значениях l/b k_ψ устанавливают по интерполяции;

η_{ik} — коэффициент формы свободных колебаний зданий, зависящий от i -й формы свободных горизонтальных колебаний, значения и положения ярусных нагрузок;

X_{ik}, X_{ij} — ординаты i -й формы свободных колебаний здания соответственно k -го яруса и остальных j -х ярусов.

Сейсмические силы, вычисленные по формуле (17.1), считаются приложенными к зданию статически.

Для регулярных зданий, у которых жесткость и масса незначительно изменяются по высоте, при определении сейсмических сил допускается учитывать колебания только первого тона, поскольку сейсмические силы, отвечающие высшим тонам колебаний, между узлами направлены в противоположные стороны. Колебания высших тонов весьма существенны для зданий с жесткостью и массой, значительно изменяющимися по высоте.

При учете колебаний первого тона сейсмическая нагрузка заменяется эквивалентной (по моменту в основании) и задача решается на основе уравнения (15.19). Аналогично решается задача при учете высших тонов. Расчетные формулы усилий для практических расчетов приведены в упомянутом Руководстве.

Усилия от сейсмической нагрузки в расчетных сечениях при некоторой высоте здания H становятся постоянными, не зависящими от высоты. И тогда расчетным может стать не особое сочетание нагрузок, а основное сочетание с учетом ветрового воздействия, что следует иметь в виду при проектировании.

Особенность усилий от сейсмической нагрузки в расчетных сечениях заключается в следующем. В то время как сейсмическая нагрузка обратно пропорциональна периоду свободных колебаний многоэтажного здания, т. е. обратно пропорциональна H^2 в связевых и рамно-связевых системах, H в рамных системах, усилия в расчетных сечениях систем, наоборот, прямо пропорциональны H^2 и H соответственно.

Например, в связевых системах коэффициент динамичности по первой форме колебаний согласно формуле (15.162)

$$\beta_1 = \varphi/T_1 = \varphi/1,8H^2 \sqrt{m/(Bl)};$$

$$\varphi = 1; \quad 1,1; \quad 1,5$$

в зависимости от категории грунта.

Коэффициент формы колебаний согласно (15.169)

$$\eta_{1k} = 1,6(1 - \cos \xi\pi/2); \quad \xi = x/H.$$

Максимальный момент в основании от сейсмической нагрузки согласно (17.1)

$$M_0(0) = \int_0^H \int_x^H \frac{S_{1k}}{l} dx = \frac{0,242}{\varphi} k_1 k_2 Q A k_{\psi} \sqrt{B/ml}.$$

не зависит от H .

Некоторый рост момента $M_0(0)$ с увеличением H возможен, если возникает необходимость в выполнении требования $\beta_1 \geq 0,8$.

В здании длиной или шириной более 30 м необходимо учитывать также крутящий момент от сейсмической нагрузки относительно вертикальной оси, проходящей через центр жесткости. Расчетный эксцентриситет (расстояние между центрами жесткости и массы) в рассматриваемом уровне принимается равным:

$$e = 0,02L, \quad (17.3)$$

где L — размер в плане в направлении действия силы,

Для высоких зданий (более 16 этажей) расчетную

сейсмическую нагрузку следует определять по формуле (17.1) с учетом ускорений в основании, инструментально записанных при землетрясении, или по акселерограммам.

При расчете прочности в особом сочетании нагрузок вводят дополнительно коэффициент условий работы, которым учитывают кратковременное действие сейсмической нагрузки: для нормальных сечений железобетонных элементов из тяжелого бетона при арматуре классов А-II, А-III — $\gamma_i=1,2$; при арматуре высоких классов — $\gamma_i=1,1$; для наклонных сечений $\gamma_i=1$, для наклонных сечений колонн многоэтажных зданий — $\gamma_i=0,9$.

Для зданий, возводимых в сейсмических районах с повторяемостью землетрясений 1, 2, 3, значения γ_i следует умножать на 0,85; 1 или 1,15 соответственно.

Граничное значение высоты сжатой зоны нормальных к оси сечений во избежание хрупкого разрушения принимают равным $0,85 \xi_R$. При этом коэффициент условий работы бетона γ_{b2} принимают равным единице.

Расчетное значение продольной или поперечной силы, изгибающего или опрокидывающего момента от сейсмической нагрузки при условии статического действия ее составляет

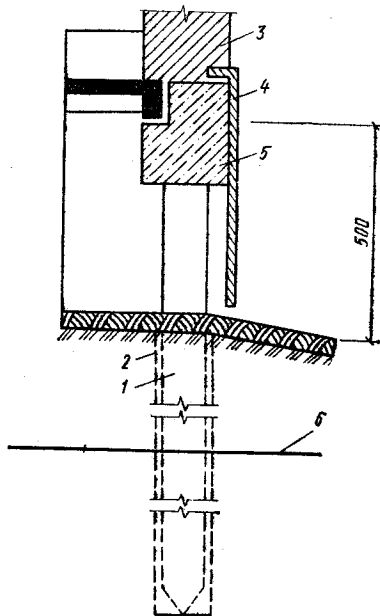
$$N = \sqrt{\sum_{i=1}^n N_i^2}, \quad (17.4)$$

где N_i — усилие в рассматриваемом сечении, отвечающее i -й форме колебания; n — число учитываемых форм колебаний.

Усиление конструкций, выполняемое на основе расчетов зданий, возводимых в сейсмически активных районах, считается пассивной сейсмозащитой. Активная сейсмозащита заключается в специальных конструктивных мерах, исключающих опасные колебания зданий и снижающих реакции конструкций на сейсмическое воздействие. К ним относятся различного рода гасители колебаний, включающиеся связи, устраиваемые в конструкциях оснований и фундаментов, и др. Применение выключающихся связей, предусматривающих образование пластических шарниров в перемычках железобетонных вертикальных связевых диафрагм или разрушение заполнения между железобетонными колоннами первого этажа каркасного здания, оказывается неэффективным и ненадежным. С уменьшением жесткости здания становятся опасными низкочастотные сейсмические колебания,

Рис. 17.3. Фрагмент разреза здания на железобетонных сваях, вмороженных в вечномёрзлый грунт

1 — свая; 2 — скважина; 3 — стена здания; 4 — цокольная плита; 5 — железобетонный ростверк; 6 — граница вечномёрзлого грунта



вызывающие значительные реакции в ослабленных элементах конструкции.

17.2. Особенности конструктивных решений зданий, возводимых в районах с вечномёрзлыми грунтами

При выборе конструктивной схемы зданий для северных районов страны следует учитывать, что здания возводят на вечномёрзлых грунтах. Конструктивное решение в этих условиях принимают в зависимости от типа и свойств грунта, характера застройки, температурного режима здания, времени строительства. В этих условиях предусматривают специальные меры по сохранению вечномёрзлого состояния основания или же учитывают возможность неравномерной осадки здания при оттаивании основания.

Опыт проектирования и строительства показывает, что достаточно надежны конструкции зданий, возводимых на железобетонных сваях, погружаемых и вморажи-

ваемых в заранее пробуренные лидерные скважины при сохранении грунта в вечномерзлом состоянии (рис. 17.3). При твердомерзлых грунтах диаметр скважин назначают больше размеров сечения свай, в пластично-мерзлых грунтах — меньше. По головкам свай выполняют железобетонный ленточный ростверк. Чтобы сохранить грунт в вечномерзлом состоянии, устраивают проветриваемое подполье.

Если здание возводят на просадочных при оттаивании грунтах без применения свай, фундаменты выполняют в виде перекрестных лент. В этом случае здание рекомендуется делить на блоки небольшой длины (порядка 20...30 м), а в деформационных швах устраивать парные поперечные стены. При том и другом способе возведения зданий на вечномерзлых грунтах целесообразно применять более жесткие панельные конструктивные схемы зданий.

17.3. Железобетонные конструкции, эксплуатируемые в условиях систематического воздействия высоких технологических температур

17.3.1. Расчетные характеристики бетона и арматуры при нагреве

Железобетонные конструкции отдельных цехов промышленных зданий могут подвергаться систематическому воздействию технологических температур выше 50 °С (литейные, электроплавильные и другие горячие цехи).

При систематическом воздействии технологической температуры до 200 °С применяют обычный железобетон на портландцементе (или шлакопортландцементе); если температура выше 200 °С, используют специальный жаростойкий бетон.

Ниже рассмотрены конструкции из обычного тяжелого бетона.

Прочность бетона при систематическом нагреве под влиянием нарушения его структуры снижается. С повышением температуры до 200 °С снижение прочности при сжатии может достигать 30...40 %, что необходимо учитывать в расчетах конструкций.

Значение расчетных и нормативных сопротивлений бетонов умножают на коэффициенты: γ_b , γ_{bt} — учитывающие снижение сопротивления бетона сжатию и растя-

жению при кратковременном нагреве; γ_{bt} , γ_{btl} — то же при длительном нагреве (табл. 17.1).

17.1. Значения коэффициентов, учитывающих снижение характеристик бетона в условиях систематического воздействия технологических температур

Коэффициент	Значение при температуре нагрева, °C			
	50	60	100	200
γ_b	1	0,9	0,85	0,7
γ_{bt}	1	0,85	0,8	0,6
γ_{bt}	1	0,8	0,7	0,5
γ_{btl}	1	0,75	0,65	0,35
β_b	1	0,9	0,8	0,7

Деформативность бетона при систематическом нагреве увеличивается под влиянием снижения модуля упругости бетона, значение которого принимается равным:

$$E_{bt} = E_b \beta_b; \quad (17.5)$$

значения коэффициента β_b в зависимости от температуры нагрева приведены в табл. 17.1.

Температурная усадка бетона возникает при первом нагреве и является необратимой деформацией, которая увеличивается с повышением температуры нагрева

$$\varepsilon_{sl} = \alpha_{sl} t; \quad (17.6)$$

коэффициент температурной усадки при нагреве до 100 °C принимают $\alpha_{sl} = 2,5 \cdot 10^{-6}$, при нагреве до 200 °C — $\alpha_{sl} = 2,25 \cdot 10^{-6}$ (рис. 17.4).

Температурное расширение бетона является обратимой деформацией, которая пропорциональна температуре нагрева

$$\varepsilon_t = \alpha_t t; \quad (17.7)$$

коэффициент температурного расширения при нагреве до 100 °C принимают $\alpha_t = 12,5 \cdot 10^{-6}$, при нагреве до 200 °C — $\alpha_t = 11,75 \cdot 10^{-6}$.

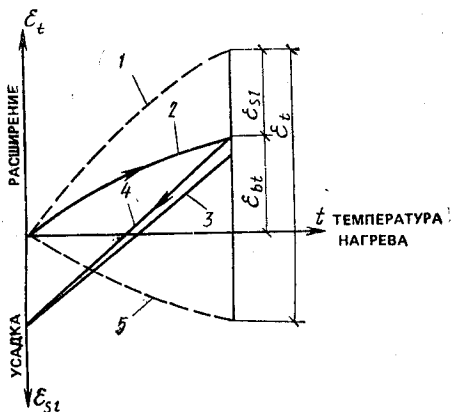
Суммарная температурная деформация бетона при нагреве (см. рис. 17.4)

$$\varepsilon_{bt} = \varepsilon_t - \varepsilon_{sl} = (\alpha_t - \alpha_{sl}) t = \alpha_{bt} t; \quad (17.8)$$

Коэффициент суммарной температурной деформации при нагреве до 100 °C принимают $\alpha_{bt} = 10 \cdot 10^{-6}$, при нагреве до 200 °C — $\alpha_{bt} = 9,5 \cdot 10^{-6}$.

Рис. 17.4. Диаграмма температурных деформаций бетона

1 — температурное расширение; 2 — суммарная температурная деформация при первом нагреве; 3 — деформация при повторных нагревах и охлаждениях; 4 — деформация при охлаждении после первого нагрева; 5 — температурная усадка



Нормативное значение плотности тяжелого бетона, высушенного до постоянной массы, принимается равным 2300 кг/м^3 , а нормативное значение средней плотности железобетона — 2400 кг/м^3 .

Для армирования железобетонных конструкций, работающих в условиях систематического воздействия технологических температур до 200°C , применяют арматурные стали, предусмотренные для обычных условий, но с учетом дополнительных требований. Чтобы не утрачивался эффект упрочнения холодным деформированием, максимальная температура нагрева проволоочной арматуры классов Вр-I, В-II, Вр-II, а также арматурных канатов не должна превышать 150°C .

При циклическом режиме нагрева предварительно напряженных конструкций, армированных проволоочной арматурой или изделиями из нее, температура нагрева арматуры не должна превышать 100°C . Под циклическим нагревом подразумевается такой режим, при котором не менее чем раз в сутки температура нагрева конструкции может изменяться более чем на 30 % или не менее чем 1 раз в неделю на 100 %. При более высокой температуре нагрева расчетные характеристики обыкновенной арматурной проволоки в сварных сетках и каркасах принимают такими же, как для арматуры класса А-I.

Прочность стержней и проволоочной арматуры при нагреве снижается на 5...15 %. Расчетные и нормативные сопротивления арматуры умножают на коэффициенты

γ_s, γ_{st} , учитывающие снижение сопротивления арматуры при кратковременном и длительном нагреве (табл. 17.2).

17.2. Значение коэффициентов для учета снижения характеристик стальной арматуры в условиях систематического воздействия технологических температур

Арматура	Коэффициент	Значение при температуре, нагрева, °C		
		50	100	200
Стержневая классов А-I, А-II, арматурная проволока всех видов и канаты	γ_s	1	0,96	0,85
	γ_{st}	1	0,95	0,85
	α_{st}	$11 \cdot 10^{-6}$	$11,5 \cdot 10^{-6}$	$12 \cdot 10^{-6}$
Стержневая классов А-III, А-IV	γ_s	1	1	0,95
	γ_{st}	1	1	0,85
	α_{st}	$12 \cdot 10^{-6}$	$12,5 \cdot 10^{-6}$	$13 \cdot 10^{-6}$
Всех видов	β	1	1	0,96

Модуль упругости стальной арматуры при нагреве до 200 °C снижается незначительно (на 4 %). В расчетах его принимают

$$E_{st} = E_s \beta_s; \quad (17.9)$$

значения β_s приведены в табл. 17.2.

Температурный коэффициент линейного расширения стальной арматуры α_{st} в зависимости от вида арматуры и температуры нагрева принимают по табл. 17.2. В железобетонных элементах с трещинами среднее значение температурного расширения арматуры в бетоне

$$\alpha_{st,m} = \alpha_{bt} + (\alpha_{st} - \alpha_{bt}) k; \quad (17.10)$$

коэффициент k зависит от процента армирования продольной арматурой и принимается по табл. 17.3.

17.3. Значения коэффициента k

Процент армирования	<0,2	0,2	0,4	0,7	1	2	3
Коэффициент k	0	0,2	0,55	0,7	0,8	0,95	1

Полные потери предварительного напряжения арматуры складываются из основных потерь при нормальной температуре и дополнительных потерь, вызванных дейст-

вием температуры. Последние принимают равными: а) 30 % потерь от ползучести бетона при нормальной температуре; б) дополнительным потерям от релаксации напряжений в арматуре

$$0,0013 (t_s - t_0) \sigma_{01}, \quad (17.11)$$

где t_s — температура нагрева арматуры при эксплуатации; t_0 — температура арматуры после натяжения, которую принимают 20 °С.

Диаметр рабочей арматуры при температуре ее нагрева до 100 °С рекомендуется принимать не более 25 мм, а при температуре ее нагрева до 200 °С — не более 20 мм.

Анкеровка рабочей арматуры при температуре ее нагрева более 100 °С увеличивается на пять диаметров анкеруемых стержней. Кроме того, к каждому растянутому продольному стержню следует приваривать не менее двух поперечных стержней.

Толщину защитного слоя бетона для рабочей арматуры при температуре нагрева 100...200 °С необходимо увеличивать на 5 мм и принимать не менее 1,5 диаметра рабочей арматуры.

Прочность сцепления арматуры с бетоном при нагреве до 200 °С и последующем охлаждении практически не снижается.

17.3.2. Определение деформаций и усилий, вызванных действием температур

Распределение температур в железобетонных конструкциях при установившемся потоке тепла рассчитывают методами строительной теплотехники. Температуру арматуры в сечениях железобетонных элементов принимают равной температуре бетона в месте ее расположения.

При линейном распределении температур по высоте сечения свободную температурную деформацию e_t элемента определяют на уровне оси, проходящей через центр тяжести сечения, а кривизну оси при изгибе $1/r_t$ принимают равной тангенсу угла наклона на эпюре деформаций:

в железобетонном элементе без трещин (рис. 17.5, а)

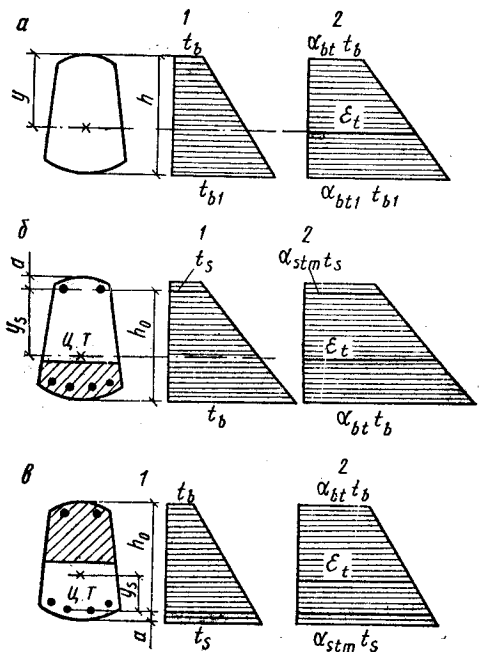
$$e_t = [\alpha_{bt} t_b (h - y) + \alpha_{bt} t_b y] \gamma_t / h; \quad (17.12)$$

$$1/r_t = (\alpha_{bt1} t_{bt} - \alpha_{bt} t_b) \gamma_t / h; \quad (17.13)$$

в железобетонном элементе с трещинами в растянутой зоне при расположении растянутой зоны у менее на-

Рис. 17.5. Расчетные схемы распределения температуры и температурных удлинений в сечениях

a — бетонном; *б* — железобетонном с растянутой зоной у менее нагретой грани; *в* — то же у более нагретой грани; 1 — распределение температуры; 2 — распределение температурных удлинений



гретой грани (рис. 17.5, б)

$$\epsilon_t = [\alpha_{stm} t_s (h_0 - y_s) + \alpha_{bt} t_b y_s] \gamma_t / h_0; \quad (17.14)$$

$$1/r_t = (\alpha_{bt} t_b - \alpha_{stm} t_s) \gamma_t / h_0; \quad (17.15)$$

в железобетонном элементе с трещинами в растянутой зоне при расположении растянутой зоны у более нагретой грани (рис. 17.5, в) ϵ_t определяют по формуле (17.14), а $1/r_t$ как

$$1/r_t = (\alpha_{stm} t_s - \alpha_{bt} t_b) \gamma_t / h_0. \quad (17.16)$$

Здесь t_b , t_{b1} , t_s — температуры нагрева бетона и арматуры; γ_t — коэффициент перегрева, принимаемый равным 1,1 при расчете по первой группе предельных состояний и равным 1 при расчете по второй группе предельных состояний; y , y_s — расстояние от оси, проходящей через центр тяжести сечения до наименее нагретой грани и до точки приложения усилия в растянутой арматуре.

Прогиб элемента, вызванный неравномерным нагревом,

$$f_t = s_t (1/r_t) l^2; \quad (17.17)$$

коэффициент s_t зависит от условий закрепления элемента по краям; при свободном опирании $s_t = 1/8$.

Температурный момент от неравномерного нагрева в элементах, заделанных на опоре, а также в замкнутых рамах с одинаковыми сечениями

$$M_t = (1/r_t) B, \quad (17.18)$$

где B — жесткость элемента.

17.3.3. Основные положения расчета конструкций с учетом температурных воздействий

Конструкции, находящиеся в условиях воздействия температур, рассчитывают на возможные неблагоприятные сочетания усилий от кратковременного и длительного действия температуры, собственного веса и внешней нагрузки.

Статически определимые конструкции рассчитывают на действие длительного нагрева, а статически неопределимые проверяют на действие первого кратковременного нагрева, когда возникают максимальные температурные усилия, и на действие длительного нагрева после снижения прочности и жесткости элементов.

Расчет по прочности ведут на действие расчетных нагрузок, по выносливости — на действие нагрузок с коэффициентом надежности $\gamma_f = 1$. Расчет по второй группе предельных состояний ведут на действие нагрузок с коэффициентом надежности $\gamma_f = 1$. Усилия от температуры вводят в расчет с коэффициентом перегрева γ_t (см. выше).

Расчетные и нормативные сопротивления бетона и арматуры вводят в расчеты по первой и второй группам предельных состояний сниженными в зависимости от температуры и длительности нагрева конструкции.

Расчетные сопротивления бетона сжатию устанавливают в зависимости от средней температуры сжатой зоны, для тавровых сечений — в зависимости от средней температуры свесов полки.

В расчетах по образованию трещин сопротивление бетона растяжению при кратковременном нагреве $R_{bt,ser}\gamma_{bt}$ и при длительном нагреве $R_{bt,ser}\gamma_{btl}$ определяют для температуры нагрева бетона на уровне растянутой арматуры. В этих расчетах геометрические характеристики приведенного сечения определяют с учетом влияния температуры.

Ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, вызванных действием температуры, собственного веса и внешней нагрузки, определяют по формулам гл. 7. К этой ширине раскрытия трещин необходимо добавить ширину раскрытия трещин, вызванную разностью коэффициентов температурного расширения арматуры в бетоне и суммарной температурной деформации бетона, по формуле

$$a_{cr,c,t} = (\alpha_{stm} - \alpha_{bt}) t_s l_{cr,c}. \quad (17.19)$$

Помещения, кривизны и жесткость B элементов, не имеющих трещин в растянутой зоне, определяют по формулам гл. 7. При этом модуль упругости бетона E_b заменяют на E_{bt} , значение которого устанавливают по температуре нагрева центра тяжести сечения, коэффициент 0,85 заменяют коэффициентом 0,75, а коэффициент c при длительном нагреве принимают равным 3.

Перемещения, кривизны и жесткости B элементов, эксплуатируемых с трещинами в растянутой зоне, также определяют по формулам гл. 7, но по значениям сопротивлений и модулей упругости материалов, соответствующих температуре нагрева. Значение коэффициента упругих деформаций ν при длительном нагреве принимают при сухом и нормальном режиме равным 0,15, при влажном режиме — 0,1.

17.4. Железобетонные конструкции, эксплуатируемые в условиях воздействия низких отрицательных температур

17.4.1. Требования, предъявляемые при применении арматурных сталей и бетонов

При проектировании железобетонных конструкций, предназначенных для эксплуатации при длительном действии низких температур, следует учитывать свойство хладноломкости стержневой арматуры, определяемое классом арматуры, маркой стали, способом ее выплавки (что следует оговаривать в проектах).

При низкой отрицательной температуре (-40°C и ниже), статических и динамических нагрузках применяют

стержневую арматуру класса А-I, сталь марки ВСтЗсп2; класса А-II, сталь марки 18Г2С; класса А-III, сталь марки 25Г2С (при этой марке — только в вязаных каркасах и сетках), а также целые стержни мерной длины (без сварных соединений) класса А-IV, сталь марки 20ХГ2Ц и классов А-V, А-VI. Стержневую термически упрочненную арматуру в условиях низких отрицательных температур применяют классов Ат-V, Ат-VI.

Арматурную проволоку обыкновенную и высокопрочную, гладкую и рифленую, а также арматурные канаты применяют без ограничения.

При температурах $-30...-40^{\circ}\text{C}$ и статических нагрузках применяют стальные закладные детали из углеродистой стали марки ВСтЗспб, а при динамических и многократно повторяющихся нагрузках — из углеродистой стали марки ВСтЗсп5.

В условиях низких отрицательных температур следует применять бетоны плотной структуры, у которых пространство между зернами заполнителей полностью занято цементным камнем. Это могут быть тяжелые бетоны или бетоны на пористых заполнителях. Классы бетона для замоноличивания стыков должны быть не ниже чем принятые для соединяемых элементов.

17.4.2. Особенности расчета и проектирования конструкций

Для конструкций, предназначенных к эксплуатации при положительных температурах, но оказывающихся во время строительства в условиях низких отрицательных температур (-40°C), следует в случае применения в них арматуры, допускаемой к использованию только в отапливаемых помещениях, предусматривать в проекте временные ограничения по загрузению внешней нагрузкой. Несущая способность конструкции в таких условиях на стадии возведения должна быть проверена расчетом по нагрузке с коэффициентом $\gamma_f = 1$ при расчетном сопротивлении арматуры, принимаемом с коэффициентом 0,7. Бетоны следует применять плотной структуры.

При расчете на прочность элементов конструкций и сооружений расчетное сопротивление бетона осевому сжатию R_b следует умножать на коэффициент условий работы γ_b (табл. 17.4). Этим коэффициентом учитывают снижение прочности бетона в условиях попеременного

17.4. Значение коэффициента условий работы бетона γ_b для конструкций, испытывающих попеременное замораживание и оттаивание

Условия эксплуатации конструкции	Расчетная температура наружного воздуха, °С	Коэффициент для конструкции из бетона	
		тяжелого	легкого
Попеременное замораживание и оттаивание элементов в водонасыщенном состоянии	Ниже минус 40	0,7	0,8
	» минус 20	0,85	0,9
То же в условиях эпизодического водонасыщения	Ниже минус 40	0,9	1
	Минус 40 и выше	1	1

замораживания и оттаивания в водонасыщенном состоянии элементов.

При расчетной температуре ниже -40°C расстояния между температурными швами в конструкциях принимают меньшими, чем при обычных условиях, и проверяют расчетом.

Расчетную отрицательную температуру определяют в соответствии с главой СНиПа по строительной климатологии и геофизике.

17.5. Железобетонные конструкции, эксплуатируемые в условиях воздействия агрессивной среды

17.5.1. Классификация агрессивных сред

При проектировании конструкций зданий и сооружений различного назначения следует учитывать воздействие агрессивной среды, которое вызывает коррозию бетона или стальной арматуры.

Агрессивная среда бывает газообразной, жидкой или твердой. По степени воздействия на железобетонную конструкцию агрессивность среды может быть слабой, средней, сильной (разрушающей). В зависимости от условий эксплуатации конструкции — влажности, температуры и т. п. — одна и та же среда оказывает агрессивное воздействие различной степени.

Агрессивная среда в виде газа, паров, кислот, паров воды, туманов оказывает воздействие, степень и харак-

тер которого зависят от состава среды, влажности и температуры. При повышении влажности степень агрессивности газообразной среды возрастает.

Жидкая агрессивная среда оказывает воздействие, которое зависит от химического состава, температуры, скорости притока к поверхности конструкции, а также от вида вяжущего и плотности бетона.

Агрессивные свойства твердых тел (пыль и др.) проявляются в присутствии влаги и конденсата, растворяющего соли и образующего жидкие агрессивные среды.

В порядке возрастания степени агрессивности к железобетону газы в зависимости от их вида и концентрации делят на три группы — Б, В, Г. Степень агрессивности газообразных сред одной и той же группы возрастает с увеличением относительной влажности воздуха в отапливаемых помещениях или повышением зоны влажности для неотапливаемых зданий и открытых конструкций.

Жидкая агрессивная среда считается сильной при воздействии кислот, азотнокислых, родонистых и хлористых солей и др. Под влиянием жидкой агрессивной среды возникает коррозия трех видов: I — выщелачивание растворимых частей бетона мягкой водой главным образом при фильтрации под напором; II — образование в результате реакций между цементным камнем и жидкой агрессивной средой легко растворимых соединений и продуктов, не обладающих вяжущими свойствами, приводящее к сплошному разрушению бетона; III — накопление в бетоне малорастворимых кристаллизующихся солей, образовавшихся в результате химической реакции, которое наблюдается в зоне переменного уровня воды при высокой концентрации солей в ней, и др.

17.5.2. Требования к бетонам и арматурным сталям

Вяжущие материалы и заполнители для бетона назначают согласно нормам: они должны быть стойкими в данной агрессивной среде. В качестве самостоятельного конструктивного материала можно применять кислотостойкие бетоны на растворимом стекле, а также полимербетоны.

Бетоны на цементном вяжущем для конструкций, эксплуатируемых в агрессивной среде, должны отвечать требованию плотности, которая характеризуется маркой по водонепроницаемости (табл. 17.5).

17.5. Показатели, характеризующие плотность тяжелого бетона

Плотность бетона	Условное обозначение	Марка бетона по водонепроницаемости	Водопоглощение, % по массе	Не более
Нормальная	Н	W4	5,7...4,8	0,6
Повышенная	П	W6	4,7...4,3	0,55
Особо высокая	О	W8	4,2 и менее	0,45

Длительную сохранность стальной арматуры в бетоне обеспечивают: использованием арматурных сталей, наиболее стойких в данной агрессивной среде; соответствующей толщиной и плотностью защитного слоя; защитными покрытиями на арматуре; защитным лакокрасочным или пленочным покрытием на поверхности бетона. Минимальную толщину защитного слоя бетона и плотность бетона устанавливают в зависимости от степени агрессивности среды, вида агрессивной среды (газообразная, жидкая), вида конструкции (табл. 17.6).

17.6. Требования к железобетонным конструкциям, эксплуатируемым в агрессивной среде

Степень агрессивного воздействия	Минимальная толщина защитного слоя бетона, мм, для конструкций, эксплуатируемых			Плотность бетона конструкций, армированных сталью классов		
	в газообразной среде*		в жидкой среде	А-I, А-II, А-III, А-IV, Вр-I	В-II, Вр-II, канаты	А-V, А-VI, Ат-IVC, Ат-V, Ат-VI
	полос, ребристых плит, стенок, балок	ферм колонн				
Слабая	15	20	25	Н	П	П
Средняя	15	20	30	П	О	О
Сильная	20	25	35	О	О	Не допускается к применению

* Толщина защитного слоя бетона при армировании термически упроченной стержневой арматурой, высокопрочной проволокой и изделиями из нее должна быть не менее 25 мм.

Стержневую арматуру класса А-V и термически упрочненную арматуру всех классов нельзя применять в предварительно напряженных конструкциях, эксплуатируемых в сильноагрессивных газообразных и жидких средах. В конструкциях из бетонов на пористых заполнителях применение высокопрочной арматурной проволоки классов В-II, Вр-II и стержневой арматуры классов А-V, Ат-IV и выше допускается только при условии устройства на арматуре специальных защитных покрытий.

Оцинкованная арматура рекомендуется к применению, если невозможно обеспечить требуемую плотность бетона и толщину защитного слоя.

Закладные детали и сварные соединения железобетонных конструкций следует защищать плотным бетоном или специальными покрытиями (цинковыми, алюминиевыми, лакокрасочными и др.).

17.5.3. Расчет конструкций

Конструкции, работающие в условиях средне- и сильноагрессивных сред, рассчитывают на нормативный срок службы 20, 30, 50 лет. При этом коэффициент условий работы γ_{bc} зависит от вида среды и вяжущего, проницаемости бетона, толщины защитного слоя, уровня напряжений, срока службы конструкции. Рассчитываемое сечение членят на i слоев, для каждого слоя определяют ожидаемую призмную прочность R_{bi} (τ_{ij}). На основании опытных данных в зависимости от развития коррозионных и физико-механических процессов в бетоне за нормативный срок воздействия среды τ_i . Значение γ_{bc} определяют из условия

$$\gamma_{bc} R_{bn} b x = \sum R_{bi} (\tau_{ij}) x_{ij} b, \quad (17.20)$$

где x , x_{ij} — высота соответственно сжатой зоны бетона и j -го слоя; b — ширина сечения; R_{bn} — нормативное значение призмной прочности; n — число слоев.

Значения γ_{bc} могут изменяться от 0,01 до 0,09. При проектировании устанавливают толщину защитного слоя и вид антикоррозионной защиты.

17.5.4. Антикоррозионная защита конструкций

Защитные средства выбирают в зависимости от степени агрессивности и свойств среды. При слабоагрессивной среде устраивают лакокрасочные защитные по-

крытия, при среднеагрессивной и сильноагрессивной средах — лакокрасочные, мастичные, оклеечные, облицовочные.

Лакокрасочные защитные покрытия должны образовывать на поверхности конструкции непроницаемый слой толщиной 0,1...1 мм. Толщину покрытия принимают на основе технико-экономических расчетов. Оклеечные защитные покрытия выполняют с применением трех видов материалов: рулонных — битумных или полимерных, пленочных полимерных, листовых полимерных. Эти материалы могут быть с армирующей основой или без нее.

Облицовочные покрытия применяют для защиты изоляционного слоя от одновременного воздействия агрессивной среды и механических нагрузок. В качестве материалов применяют изделия из стекла, кислотоупорную керамику, каменные плитки и др.

17.6. Реконструкция промышленных зданий

17.6.1. Задачи и методы реконструкции зданий

Реконструкция зданий может быть связана с расширением производства, модернизацией технологического процесса, установкой нового оборудования и др. При этом приходится решать сложные инженерные задачи, связанные с изменением габаритов здания, заменой и усилением отдельных элементов и конструкций в короткие сроки, иногда без остановки производства. Объем работ по замене конструкций и их элементов должен быть минимальным.

При реконструкции промышленных зданий применяют следующие методы: 1) увеличение пролета цеха путем удаления промежуточных колонн; 2) увеличение высоты цеха наращиванием колонн; 3) увеличение пролетов и высоты цеха; 4) усиление междуэтажных перекрытий в связи с увеличением нагрузки от оборудования.

Рассмотрим на примерах последовательность изменения конструктивных схем зданий в процессе реконструкции.

1. Увеличение пролета цеха авиазавода в связи с изменением технологического процесса достигнуто удалением средней колонны (рис. 17.6). Двухпролетный цех 2×18 м был перекрыт железобетонными арками с затяж-

Рис. 17.6. Увеличение пролета цеха

1 — усиленный фундамент колонны; 2 — усиленная железобетонная колонна; 3 — новая железобетонная балка; 4 — удаленный куст колонн

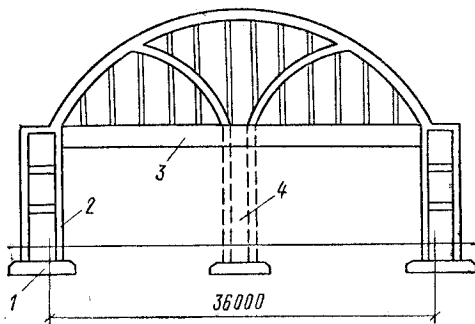


Рис. 17.7. Увеличение высоты цеха

1 — новые стойки; 2 — новое покрытие; 3 — разобранное покрытие

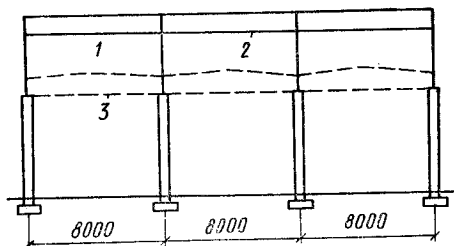
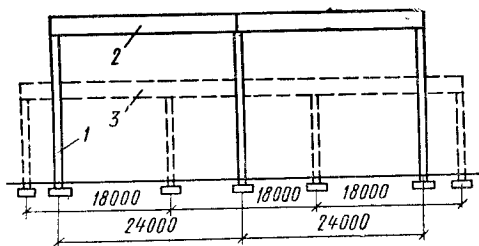


Рис. 17.8. Увеличение габаритов цеха

1 — новые колонны; 2 — новое покрытие; 3 — разобранное покрытие



ками, опирающимися на железобетонные крайние и среднюю колонны. По железобетонным аркам уложена древесная плита. Без остановки производства в зимних условиях существующая конструкция превращена в более мощную — арочно-балочную. В уровне затяжки установлена железобетонная балка коробчатого сечения, монолитно связанная с арками и крайними колоннами. После усиления фундаментов крайних колонн и самих крайних колонн промежуточные колонны были разобраны и пролет цеха увеличился до 36 м.

2. Увеличение высоты цеха автозавода с 6 до 9 м в связи с модернизацией оборудования достигнуто наращиванием железобетонных колонн металлическими стойками (рис. 17.7). По этим стойкам возведено новое покрытие цеха на новой, более высокой отметке. Затем старое покрытие цеха было разобрано. Реконструкция выполнена без остановки производства.

3. Увеличение пролетов и высоты термического цеха автозавода выполнено без остановки производства (рис. 17.8). Реконструируемый цех имел пролеты 18 м и высоту 9 м. Новые колонны установлены для пролета 24 м. По ним на поднятой отметке 15 м возведено новое покрытие, после чего существовавшее покрытие цеха было разобрано.

17.6.2. Усиление элементов конструкций

Усиление элементов выполняют с целью увеличения их несущей способности и жесткости, а также в связи с повреждениями, полученными элементами при возведении конструкций, эксплуатации или пожаре и т. п. Решение о технической возможности и экономической целесообразности усиления железобетонных конструкций должно приниматься в каждом конкретном случае в зависимости от их состояния и эксплуатационных требований, а также по результатам сравнения стоимости усиления со стоимостью возведения новой конструкции.

Усиление можно выполнять двумя основными способами: изменением конструктивной схемы; наращиванием элементов. По первому способу усиливают элементы, главным образом, исправных конструкций без остановки производства. По второму способу увеличивают размеры поперечного сечения элементов с добавлением арматуры; таким способом усиливают как исправные, так и поврежденные конструкции.

При усилении элементов конструкций изменением конструктивной схемы значительное увеличение несущей способности изгибаемых элементов (балок, ригелей и т. п.) достигается введением затяжек, подвергаемых предварительному натяжению на бетон. При этом изменяется напряженное состояние балочной конструкции — она становится внецентренно сжатой. Усиливающие затяжки выполняют из двух, а в некоторых случаях из четырех тяжей, предварительное напряжение которых

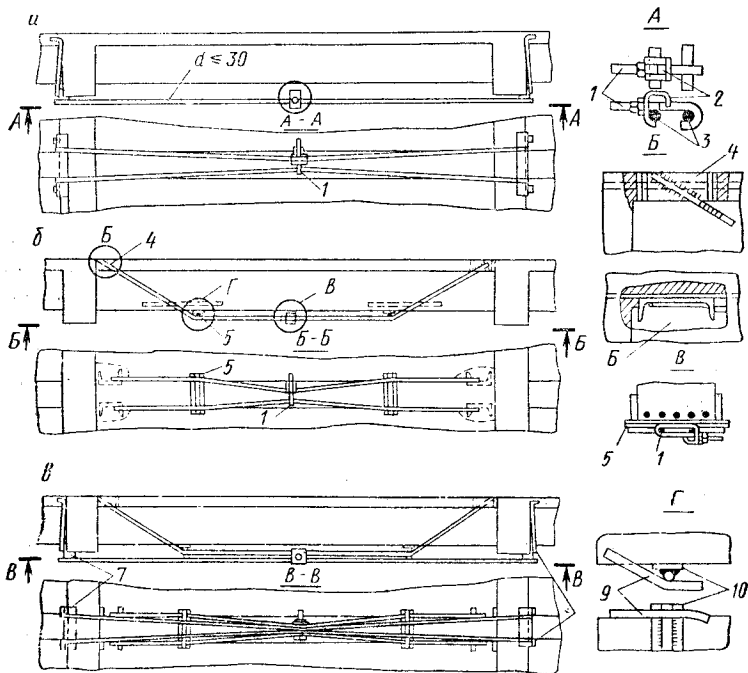


Рис. 17.9. Способы усиления балок и ригелей затяжками

а — горизонтальными; *б* — шпренгельными; *в* — комбинированными; 1 — натяжной болт; 2 — шайба-упор; 3 — тяжи-затяжки; 4 — опорный анкер из швеллера; 5 — подкладки из круглого стержня; 6 — отверстие в плите, заделываемое после установки анкера; 7 — уголковый упор; 8 — анкеры уголкового упора; 9 — тяжи-затяжки; 10 — подкладки из полосовой стали

осуществляют стягиванием их попарно с помощью болтового устройства. По своему расположению на балочной конструкции усиливающие затяжки могут быть горизонтальными, шпренгельными и комбинированными (рис. 17.9). Затяжки покрывают антикоррозионным составом.

Новая конструктивная схема при надежном соединении затяжки с опорами работает как единая система. Нагрузка вызывает натяжение затяжки, сжатие и изгиб элемента.

Колонны усиливают устройством предварительно напряженных распорок ломаного очертания, расположенных с одной или с двух сторон (рис. 17.10). Каждую ветвь распорок составляют из уголков, связанных между собой планками на сварке. В местах перелома в боковых

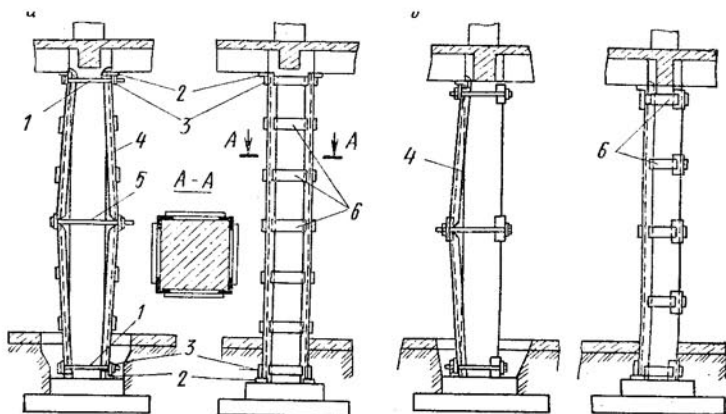


Рис. 17.10. Усиление колонн распорками

а — сжатых; б — внецентренно сжатых; 1 — стяжные болты; 2 — упоры из уголков; 3 — планки; 4 — распорки; 5 — натяжной болт; 6 — планки, привариваемые после установки распорок

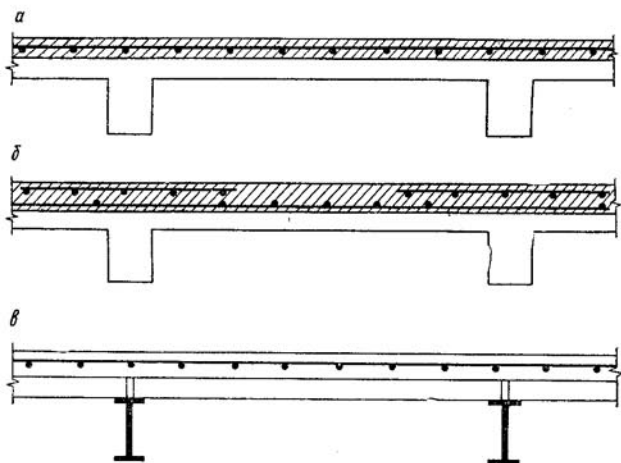


Рис. 17.11. Способы усиления железобетонных плит наращиванием
а...в — варианты

полках уголков делают надрезы. Предварительного напряжения в ветвях распорок достигают взаимным стягиванием ветвей попарно, а при односторонних распорках — подтягиванием к боковой поверхности колонны.

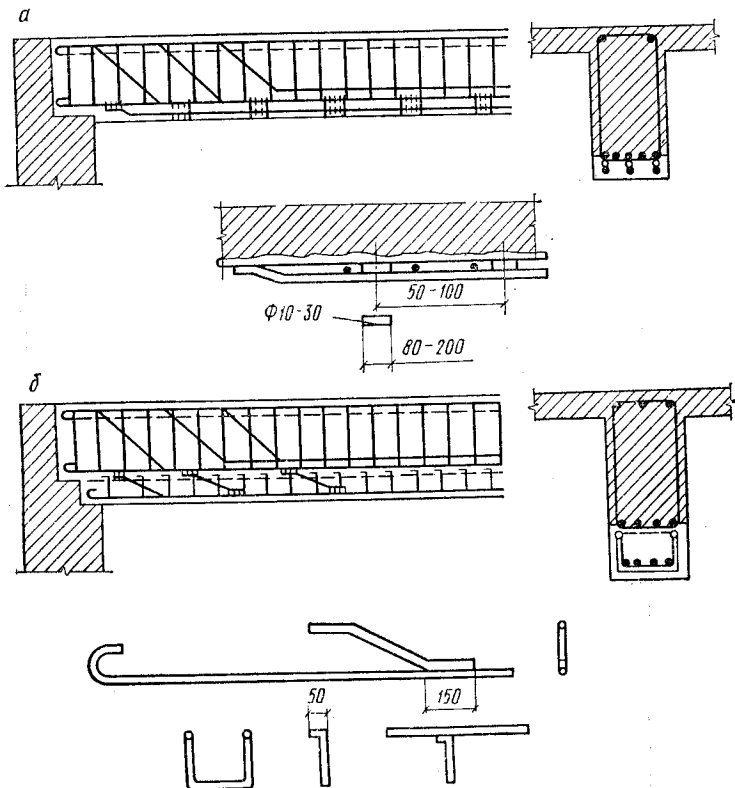
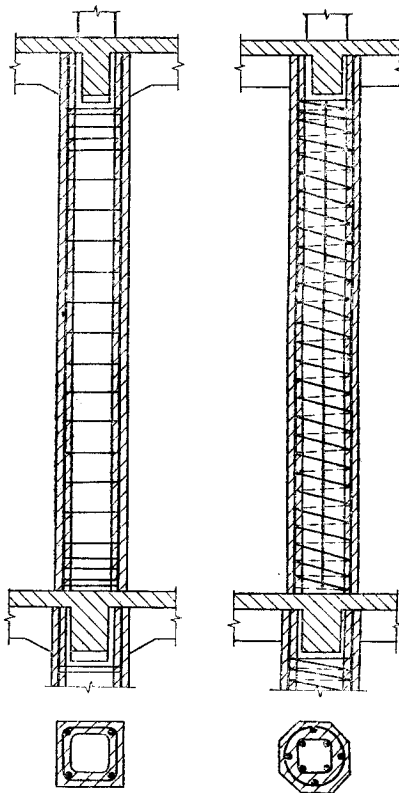


Рис. 17.12. Деталь армирования при усилении железобетонных балок
а — с приваркой к арматуре дополнительных продольных стержней; *б* — с наращиванием сечения снизу и установкой дополнительной арматуры

Выпрямляясь, распорки воспринимают часть вертикальных нагрузок и разгружают колонну. Устройство односторонних распорок возможно для усиления внецентренно сжатых колонн с большими эксцентриситетами.

При усилении элементов конструкций наращиванием на плитах ребристых монолитных перекрытий и сборных плит, уложенных по железобетонным или стальным балкам, устраивают новую монолитную плиту по старому бетону. После снятия слоев прежнего пола и нарушенного верхнего слоя бетона укладывают арматуру и слой нового бетона толщиной не менее 30 мм (рис. 17.11, а). Усиленную плиту рассматривают как монолитную.

Рис. 17.13. Усиление колонн наращиванием



Если из-за промасленности или глубокой загрязненности старой плиты невозможно обеспечить надежное сцепление нового бетона со старым, то новую плиту выполняют толщиной не менее 50 мм с пролетной и опорной арматурой (рис. 17.11, б). При этом усилении полезная нагрузка распределяется между старой и новой плитами пропорционально их жесткостям. Плиты сборных перекрытий усиливают таким же способом (рис. 17.11, в).

Усиление балок и ригелей возможно приваркой к освобожденной от защитного слоя обнаженной арматуре дополнительных продольных стержней с последующим их оштукатуриванием цементным раствором или нанесением слоя торкрет-бетона (рис. 17.12, а). Значительного повышения несущей способности можно достичь увели-

чением сечения снизу с установкой дополнительной арматуры (рис. 17.12, б). Отогнутые стержни и поперечные хомуты дополнительной арматуры приваривают к стержням старой арматуры.

Для усиления колонн прибегают к устройству рубашек, армированных продольными стержнями и хомутами или спиралью. Толщина рубашки должна быть не менее 50 мм при бетонировании в опалубке и не менее 30 мм при торкретировании (рис. 17.13). Для усиления колонн многоэтажных зданий и пропуска дополнительной продольной арматуры в плите перекрытия пробивают отверстия, а в пределах сечения балок с колонной устраивают местные уширения.

17.6.3. Особенности производства работ

Работы по усилению железобетонной конструкции выполняют с учетом ее напряженно-деформированного состояния под нагрузкой. В местах приварки дополнительной арматуры удаляют защитный слой бетона и обнажают продольные стержни существующей арматуры до половины площади их сечения. Следует иметь в виду, что удаление защитного слоя бетона со стороны растянутой зоны не оказывает существенного влияния на прочность только в том случае, если армирование старой конструкции выполнено без стыков внахлестку. Удаление же защитного слоя со стороны сжатой зоны всегда вызывает временное снижение прочности конструкции.

Сцепление нового бетона со старым обеспечивают достаточно надежно, если поверхность старого бетона специально подготовлена. Для этого необходимо удалить с поверхности старого бетона отстающие и поврежденные куски бетона, пыль и т. п. Затем поверхность старого бетона следует насечь и обработать металлической щеткой. После установки арматуры поверхность старого бетона промывают струей воды под напором и поддерживают во влажном состоянии. Непосредственно перед бетонированием с поверхности старого бетона удаляют оставшиеся лужицы воды. В течение первых дней после бетонирования бетон ежедневно увлажняют поливкой.

1. Каковы особенности конструктивных решений зданий, возводимых в сейсмических районах?
2. Какое армирование применяют для рамных монолитных и сборных узлов сейсмостойких зданий?
3. В чем состоят основные положения расчета зданий на сейсмические воздействия? Каково влияние периода свободных колебаний здания?
4. В чем особенности конструктивных решений зданий, возводимых в районах с вечномерзлыми грунтами?
5. Какие виды бетонов применяют для железобетонных конструкций, испытывающих систематическое воздействие высоких технологических температур?
6. Как влияет систематическое воздействие высоких технологических температур на расчетные характеристики бетона и арматуры?
7. В чем заключаются принципы определения деформаций и усилий в железобетонных конструкциях, эксплуатируемых в условиях систематического воздействия высоких технологических температур?
8. Какие требования предъявляют к применению арматурных сталей и бетонов для железобетонных конструкций, эксплуатируемых в условиях воздействия низких отрицательных температур? В чем особенности расчета и проектирования?
9. Как влияет агрессивная среда на работу железобетонной конструкции под нагрузкой? Как учитывают ее влияние при расчете конструкции?
10. Какие применяют антикоррозионные защиты конструкции при агрессивном воздействии среды?
11. Каковы задачи и методы реконструкции зданий?
12. Какие примеры решения задач по реконструкции зданий можно привести?
13. Какие примеры усиления элементов конструкции изменением конструктивной схемы можно привести?
14. Какие примеры усиления элементов конструкции наращиванием можно привести?
15. В чем состоят особенности производства работ по усилению железобетонной конструкции?

ГЛАВА 18. ПРИМЕРЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ

Пример 1. Проектирование конструкций перекрытия каркасного здания

1. Общие данные для проектирования

Трехэтажное каркасное здание с подвальным этажом имеет размер в плане $21,6 \times 54$ м и сетку колонн $7,2 \times 6$ м (рис. 18.1). Высота этажей 4,8 м. Стеновые панели навесные из легкого бетона, в торцах здания замоноличены.

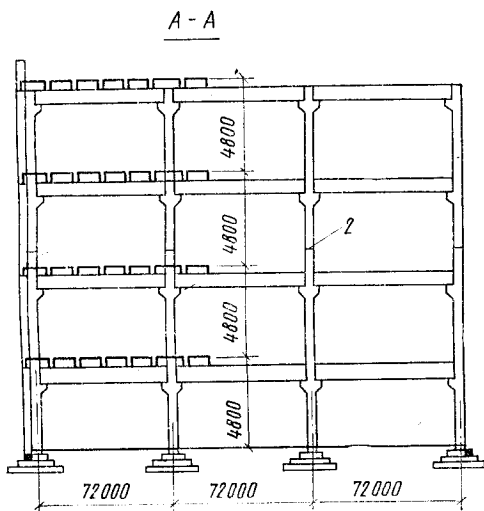
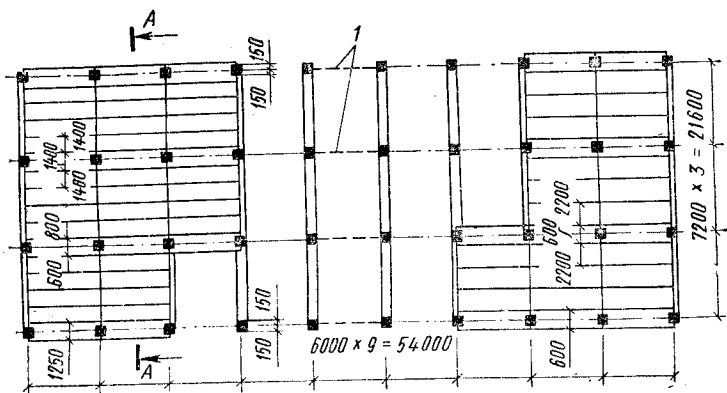


Рис. 18.1. Конструктивный план и разрез каркасного здания
 1 — вертикальные связи; 2 — стык

ваются совместно с торцевыми рамами, образуя вертикальные связевые диафрагмы. Стены подвала — из бетонных блоков. Нормативное значение временной нагрузки $v = 5000 \text{ Н/м}^2$, в том числе кратковременной нагрузки — 1500 Н/м^2 , коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,2$, коэффициент надежности по назначению здания $\gamma_n = 0,95$. Снеговая нагрузка — по IV району.

Температурные условия нормальные, влажность воздуха выше 40 %.

2. Компоновка конструктивной схемы сборного перекрытия

Ригели поперечных рам — трехпролетные, на опорах жестко соединены с крайними и средними колоннами. Плиты перекрытий, предварительно напряженные в двух вариантах, — ребристые и многопустотные. Ребристые плиты принимают с номинальной шириной, равной 1400 мм; связевые плиты размещают по рядам колонн; доборные пристенные плиты опирают на ригели и опорные стальные столики, предусмотренные на крайних колоннах. Многопустотные плиты принимают с номинальной шириной, равной 2200 мм; связевые распорки шириной 600 мм размещают по рядам колонн и опирают на ригели и опорные столики на крайних колоннах.

В продольном направлении жесткость здания обеспечивается вертикальными связями, устанавливаемыми в одном среднем пролете по каждому ряду колонн. В поперечном направлении жесткость здания обеспечивается по рамно-связевой системе: ветровая нагрузка через перекрытия, работающие как горизонтальные жесткие диски, передается на торцевые стены, выполняющие функции вертикальных связевых диафрагм, и поперечные рамы. В малоэтажных каркасных зданиях высотой до 5 этажей, как показали исследования, жесткость поперечных диафрагм намного превышает жесткость поперечных рам, и в этих условиях горизонтальная нагрузка практически передается полностью на диафрагмы. Поперечные же рамы работают только на вертикальную нагрузку.

3. Расчет ребристой плиты по предельным состояниям первой группы

Расчетный пролет и нагрузки. Для установления расчетного пролета плиты предварительно задаются размерами сечения ригеля: $h = (1/12)l = (1/12)720 = 60$ см; $b = 25$ см. При опирании на ригель поверху расчетный пролет $l_0 = l - b/2 = 6 - 0,25/2 = 5,88$ см.

Подсчет нагрузок на 1 м² перекрытия приведен в табл. 18.1.

Расчетная нагрузка на 1 м длины при ширине плиты 1,4 м с учетом коэффициента надежности по назначению

18.1. Нормативные и расчетные нагрузки на 1 м² перекрытия

Вид нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, Н/м ²
Постоянная:			
собственный вес ребристой плиты	2500	1,1	2750
то же слоя цементного раствора, $\delta=20$ мм ($\rho=2200$ кг/м ³)	440	1,3	570
то же керамических плиток, $\delta=13$ мм ($\rho=1800$ кг/м ³)	240	1,1	264
Итого	3180	—	3581
Временная	5000	1,2	6000
В том числе:			
длительная	3500	1,2	4200
кратковременная	1500	1,2	1800
Полная нагрузка	8180	—	9584
В том числе:			
постоянная (3180 Н/м ²) и длительная (3500 Н/м ²)	6680	—	—
кратковременная	1500	—	—

здания $\gamma_n = 0,95$; постоянная $g = 3,584 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 4,76$ кН/м; полная $g+v = 9,584 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 12,72$ кН/м. $v = 6,0 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 7,96$ кН/м.

Нормативная нагрузка на 1 м длины: постоянная $g = 3,18 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 4,25$ кН/м; полная $g+v = 8,18 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 10,9$ кН/м, в том числе постоянная и длительная $6,68 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 8,9$ кН/м.

Усилия от расчетных и нормативных нагрузок. От расчетной нагрузки $M = (g+v)l_0^2/8 = 12,72 \cdot 5,88^2/8 = 55$ кН·м; $Q = (g+v)l_2/2 = 12,72 \cdot 5,88/2 = 37,5$ кН.

От нормативной полной нагрузки $M = 10,9 \cdot 5,88^2/8 = 47,3$ кН·м; $Q = 10,9 \cdot 5,88/2 = 32$ кН. От нормативной постоянной и длительной нагрузки $M = 8,9 \cdot 5,88^2/8 = 38,5$ кН·м.

Установление размеров сечения плиты (рис. 18.2). Высота сечения ребристой предварительно напряженной плиты $h = l_0/20 = 588/20 \approx 30$ см; рабочая высота сечения $h_0 = h - a = 30 - 3 = 27$ см; ширина продольных ребер понизу 7 см; ширина верхней полки 136 см. В расчетах по предельным состояниям первой группы расчет-

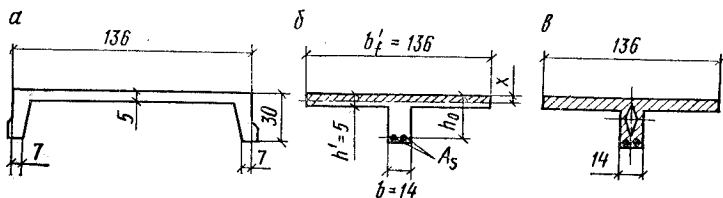


Рис. 18.2. Поперечные сечения ребристой плиты

a — основные размеры; *б* — к расчету прочности; *в* — к расчету по образованию трещин; размеры приведены в см

ная толщина сжатой полки таврового сечения $h'_f = 5$ см; отношение $h'_f/h = 5/30 = 0,167 > 0,1$, при этом в расчет вводится вся ширина полки $b'_f = 136$ см (см. гл. 3); расчетная ширина ребра $b = 2 \cdot 7 = 14$ см.

Характеристики прочности бетона и арматуры. Ребристую предварительно напряженную плиту армируют стержневой арматурой класса А-V с электротермическим натяжением на упоры форм. К трещиностойкости плиты предъявляют требования 3-й категории. Изделие подвергают тепловой обработке при атмосферном давлении.

Бетон тяжелый класса В25, соответствующий напрягаемой арматуре (см. гл. 2). Согласно *прил. 1...4* призмная прочность нормативная $R_{bn} = R_{b,ser} = 18,5$ МПа, расчетная $R_b = 14,5$ МПа; коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b2} = 0,9$; нормативное сопротивление при растяжении $R_{bth} = R_{bt,ser} = 1,60$ МПа, расчетное $R_{bt} = 1,05$ МПа; начальный модуль упругости бетона $E_b = 30\,000$ МПа. Передаточная прочность бетона R_{bp} устанавливается так, чтобы при обжатии отношение напряжений $\sigma_{bp}/R_{bp} \leq 0,75$ (см. гл. 2).

Арматура продольных ребер — класса А-V, нормативное сопротивление $R_{sn} = 785$ МПа, расчетное сопротивление $R_s = 680$ МПа; модуль упругости $E_s = 190\,000$ МПа (см. табл. 1 прил. 5). Предварительное напряжение арматуры принимают равным $\sigma_{sp} = 0,6R_{sn} = 0,6 \cdot 785 = 470$ МПа.

Проверяют выполнение условия (2.22); при электротермическом способе натяжения $p = 30 + 360/l = 30 + 360/6 = 90$ МПа; $\sigma_{sp} + p = 470 + 90 = 560 < R_{sn} = 785$ МПа — условие выполняется.

Вычисляют предельное отклонение предварительного

напряжения по формуле (2.25)

$$\Delta\gamma_{sp} = 0,5 \frac{p}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right) = \frac{0,5 \cdot 90}{470} (1 + 1/\sqrt{2}) = 0,16,$$

где $n=2$ — число напрягаемых стержней плиты. Коэффициент точности натяжения при благоприятном влиянии предварительного напряжения по формуле (2.24) $\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,16 = 0,84$.

При проверке по образованию трещин в верхней зоне плиты при обжатии принимают $\gamma_{sp} = 1 - 0,16 = 1,16$.

Предварительное напряжение с учетом точности натяжения $\sigma_{sp} = 0,84 \cdot 470 = 385$ МПа.

Расчет прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси. $M = 55$ кН·м. Сечение тавровое с полкой в сжатой зоне. Вычисляют

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b_f' h_0^2} = \frac{5\,500\,000}{0,9 \cdot 14,5 \cdot 136 \cdot 27^2 (100)^*} = 0,043.$$

Из табл. 3.1 находят $\xi = 0,045$; $x = \xi h_0 = 0,045 \cdot 27 = 1,20 < 5$ см — нейтральная ось проходит в пределах сжатой полки; $\xi = 0,98$.

Вычисляют характеристику сжатой зоны по формуле (см. гл. 2) $\omega = 0,85 - 0,008 R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 14,5 = 0,75$.

Вычисляют граничную высоту сжатой зоны по формуле (2.42)

$$\xi_R = \omega \left/ \left[1 + \frac{\sigma_{sR}}{500} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right) \right] \right. = 0,75 \left/ \left[1 + \frac{695}{500} \left(1 - \frac{0,75}{1,1} \right) \right] \right. = 0,52,$$

где $\sigma_{sR} = R_s + 400 - \sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp} = 680 + 400 - 385 = 695$ МПа; $\Delta\sigma_{sp} = 0$ — электротермическое натяжение; в знаменателе выражения принято 500 МПа; поскольку $\gamma_{b2} < 1$.

Коэффициент условий работы, учитывающий сопротивление напрягаемой арматуры выше условного предела текучести, согласно формуле (2.44)

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) (2\xi/\xi_R - 1) = 1,15 - (1,15 - 1) \times \\ \times (2 \cdot 0,45/0,52 - 1) = 1,27 > \eta,$$

где $\eta = 1,15$ — для арматуры класса А-V; принимают $\gamma_{s6} = \eta = 1,15$.

* Здесь и далее множитель 100 введен для того, чтобы привести к одним единицам знаменатель, выраженный в МПа см³, и числитель, выраженный в Н·см.

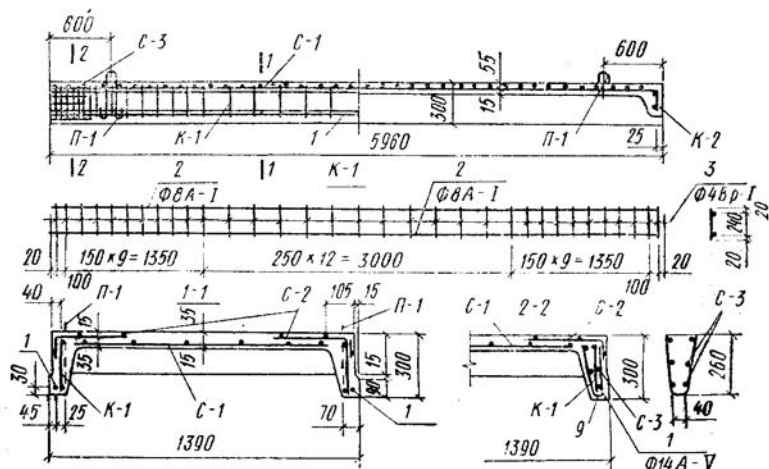


Рис. 18.3. Армирование ребристой плиты

Вычисляют площадь сечения растянутой арматуры:

$$A_s = M / \gamma_{s0} R_s \xi h_0 = 5\,500\,000 / 1,15 \cdot 680 \cdot 0,98 \cdot 27 (100) = 2,65 \text{ см}^2$$

Принимают $2\text{Ø}14 \text{ A-V}$ с площадью $A_s = 3,08 \text{ см}^2$ (см. прил. 6 и рис. 18.3).

Расчет полки плиты на местный изгиб. Расчетный пролет при ширине ребер вверху 9 см составит $l_0 = 136 - 2 \cdot 9 = 118 \text{ см}$. Нагрузка на 1 м^2 полки может быть принята (с несущественным превышением) такой же, как и для плиты: $(g + v) \gamma_n = 9,584 \cdot 0,95 = 91,1 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$.

Изгибающий момент для полосы шириной 1 м определяют с учетом частичной заделки в ребрах (см. гл. 11): $M = 9,1 \cdot 1,18^2 / 11 = 1,15 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Рабочая высота сечения $h_0 = 5 - 1,5 = 3,5 \text{ см}$. Арматура $\text{Ø} 4 \text{ Bp-1}$ с $R_s = 370 \text{ МПа}$; $\alpha_m = 115\,000 / 0,9 \cdot 14,5 \cdot 100 \cdot 3,6^2 (100) = 0,07$; $\xi = 0,96$; $A_s = 115\,000 / 370 \cdot 3,5 \cdot 0,95 (100) = 0,93 \text{ см}^2$ — $8\text{Ø}4 \text{ Bp-1}$ с $A_s = 1 \text{ см}^2$. Принимают сетку с поперечной рабочей арматурой $\text{Ø} 4 \text{ Bp-1}$ с шагом $s = 125 \text{ мм}$.

Расчет прочности ребристой плиты по сечению, наклоненному к продольной оси. $Q = 37,5 \text{ кН}$.

Влияние продольного усилия обжатия $N = P = 113 \text{ кН}$ (см. расчет предварительных напряжений арматуры плиты)

$$\varphi_n = \frac{0,1N}{R_{bt} b h_0} = \frac{0,1 \cdot 113\,000}{1,05 \cdot 2 \cdot 7 (100)} = 0,27 < 0,5.$$

Расчет ведут по формулам подглавы 3.5. Проверяют, требуется ли поперечная арматура по расчету. Условие $Q_{\max} = 37,5 \cdot 10^3$ Н $< 2,5 R_{bt} b h_0^2 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot (100) \cdot 2 \times 7 \cdot 27^2 = 89 \cdot 10^3$ Н — удовлетворяется.

При $q_1 = g + \frac{v}{2} = 4,76 + 7,96/2 = 8,74$ кН/м = 87,4 Н/см и поскольку $0,16 \varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt} b = 0,16 \cdot 1,5 \cdot 1,27 \cdot 0,9 \times 1,05 (100) \cdot 2 \cdot 7 = 405$ Н/см $> 87,4$ Н/см, принимают $c = 2,5 h_0 = 2,5 \cdot 27 = 67,5$ см. Другое условие при $Q = Q_{\max} - q_1 c = 37,5 \cdot 10^3 - 87,4 \cdot 67,5 = 31,6 \cdot 10^3$ Н и значении $\varphi_{b4} \times (1 + \varphi_n) R_{bt} b h_0^2 / c = 1,5 \cdot 1,27 \cdot 0,9 \cdot 1,05 (100) \cdot 2 \cdot 7 \cdot 27^2 / 67,5 = 29 \cdot 10^3$ Н $< 31,6 \cdot 10^3$ Н — не удовлетворяется. Следовательно, поперечная арматура требуется по расчету.

На приопорном участке длиной $l/4$ устанавливают в каждом ребре плиты поперечные стержни $\varnothing 5$ Вр-1 с шагом $s = h/2 = 30/2 = 15$ см; в средней части пролета с шагом $s = 3h/4 = 30 \cdot 30/4 = 22,5$ см; принимают 25 см:

$$A_{sw} = 2 \cdot 0,196 = 0,392 \text{ см}^2; \quad R_{sw} = 260 \text{ МПа};$$

$$q_{sw} = R_{sw} A_{sw} / s = 260 \cdot 392 (100) / 15 = 680 \text{ Н/см}.$$

Влияние свесов сжатых полок (при двух ребрах): $\varphi_f = 2 \cdot 0,75 \cdot 3 (3h'_f) h'_f / bh = 2 \cdot 0,75 \cdot 9 \cdot 5 \cdot 5 / 2 \cdot 7 \cdot 27 = 0,3 < 0,5$; $1 + \varphi_n + \varphi_f = 1 + 0,27 + 0,3 = 1,57 > 1,5$, принимают 1,5 $Q_{b \min} = \varphi_{b3} (1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 (100) \cdot 2 \times 7 \cdot 27 = 32 \cdot 10^3$ Н. Условие $q_{sw} = 680$ Н/см $> Q_{b \min} / 2h_0 = 32 \cdot 10^3 / 27 \cdot 2 = 590$ Н/см — удовлетворяется. Требования $s_{\max} = \varphi_{b4} R_{bt} b h_0 / Q_{\max} = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 (100) \cdot 2 \cdot 7 \cdot 27^2 / 37,5 \cdot 10^3 = 39$ см $> s = 15$ см — удовлетворяется.

Для расчета прочности вычисляют $M = \varphi_{b2} (1 + \varphi_n + \varphi_f) R_{bt} b h_0^2 = 2 \cdot 1,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \cdot 2 \cdot 7 \cdot 27^2 (100) = 290 \times 10^4$ Н·см. Поскольку $q_1 = 87,4$ Н/см $< 0,56 q_{sw} = 0,56 \times 680 = 380$ Н/см, вычисляют значение c по формуле $c = \sqrt{M_b / q_1} = \sqrt{290 \cdot 10^4 / 84,4} = 180$ см $> 3,33 h_0 = 3,33 \times 27 = 90$ см; принимают $c = 90$ см.

Тогда $Q = M_b / c = 290 \cdot 10^4 / 90 = 32,2 \cdot 10^3$ Н $> Q_{b \min} = 32 \cdot 10^3$ Н. Поперечная сила в вершине наклонного сечения $Q = Q_{\max} - q_1 c = 37,5 \cdot 10^3 - 87,4 \cdot 90 = 29,6 \cdot 10^3$ Н. Длина проекции расчетного наклонного сечения $c_0 = \sqrt{M_b / \bar{q}_{sw}} = \sqrt{290 \cdot 10^4 / 680} = 65$ см $> 2h_0 = 2 \cdot 27 = 54$ см, принимают $c_0 = 54$ см. При этом $Q_{sw} = q_{sw} c_0 = 680 \cdot 54 = 36,7 \times 10^3$ Н.

Условие прочности $Q_b + Q_{sw} = 32,2 \cdot 10^3 + 36,7 \cdot 10^3 = 68,9 \cdot 10^3$ Н $> Q = 29,6 \cdot 10^3$ Н — обеспечивается.

Прочность проверяют по сжатой наклонной полосе $\mu_{sw} = A_{sw}/bs = 0,392/2 \cdot 7 \cdot 15 = 0,0019$; $\alpha = E_s/E_b = 170\,000/30\,000 = 5,67$; $\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_{sw} = 1 + 5 \cdot 5,67 \times 0,0019 = 1,05$; $\beta = 0,01$; $\varphi_{b1} = 1 - \beta R_b = 1 - 0,01 \cdot 14,5 = 0,85$.

Условие прочности $0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b b h_0 = 0,3 \cdot 1,05 \cdot 14,5 \times (100) \cdot 2 \cdot 7 \cdot 27 = 148 \cdot 10^3 \text{ Н} > Q_{\max} = 37,5 \cdot 10^3 \text{ Н}$ — удовлетворяется.

4. Расчет ребристой плиты по предельным состояниям второй группы

Определение геометрических характеристик приведенного сечения.

Применяют формулы (2.28)...(2.32). Отношение модулей упругости $\alpha = E_s/E_b = 190\,000/30\,000 = 6,35$. Площадь приведенного сечения $A_{red} = A + \alpha A_s = 136 \cdot 5 + 14 \times 25 + 6,35 \cdot 3,08 = 1050 \text{ см}^2$. Статический момент площади приведенного сечения относительно нижней грани $S_{red} = 136 \cdot 5 \cdot 27,5 + 14 \cdot 25 \cdot 12,5 + 6,3 \cdot 3,08 \cdot 3 = 23\,000 \text{ см}^3$. Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения

$$y_0 = S_{red}/A_{red} = 23000/1050 = 22 \text{ см.}$$

Момент инерции

$$I_{red} = 122 \cdot 5^3/12 + 122 \cdot 5 \cdot 5,5^2 + 14 \cdot 30^3/12 + 14 \cdot 30 \cdot 7^2 + 6,3 \cdot 3,08 \cdot 19^2 = 78\,600 \text{ см}^4.$$

Момент сопротивления приведенного сечения по нижней зоне

$$W_{red} = I_{red}/y_0 = \frac{78\,600}{22} = 3570 \text{ см}^3.$$

Момент сопротивления приведенного сечения по верхней зоне

$$W'_{red} = I_{red}/(h_0 - y_0) = 78\,600/(30 - 22) = 98\,000 \text{ см}^3$$

Расстояние от ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны (верхней) до центра тяжести приведенного сечения, согласно формуле (7.31), $r = \varphi W_{red}/A_{red} = 0,85 \cdot 3570/1050 = 2,95 \text{ см}$; то же, наименее удаленной от растянутой зоны (нижней) $r_{inf} = 0,85 \cdot 9800/1050 = 7,9 \text{ см}$; здесь $\varphi = 1,6 - \sigma_{bp}/R_{b,ser} = 1,6 - 0,75 = 0,85$.

Отношение напряжения в бетоне от нормативных нагрузок и усилия обжатия к расчетному сопротивлению

бетона для предельных состояний второй группы предварительно принимают равным 0,75.

Упругопластический момент сопротивления по растянутой зоне согласно формуле (7.37), $W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,75 \cdot 3570 = 6250 \text{ см}^3$; здесь $\gamma = 1,75$ — для таврового сечения с полкой в сжатой зоне.

Упругопластический момент сопротивления по растянутой зоне в стадии изготовления и обжатия элемента $W_{pl} = 1,5 \cdot 9800 = 14700 \text{ м}^3$; здесь $\gamma = 1,5$ — для таврового сечения с полкой в растянутой зоне при $b_f/b > 2$ и $h_f/h < 0,2$.

Определение потерь предварительного напряжения арматуры. Расчет выполняют в соответствии с подглавой 2.4, коэффициент точности натяжения арматуры при этом $\gamma_p = 1$. Потери от релаксации напряжений в арматуре при электротермическом способе натяжения $\sigma_1 = 0,03 \sigma_{sp} = 0,03 \cdot 470 = 14,1 \text{ МПа}$. Потери от температурного перепада между натянутой арматурой и упорами $\sigma_2 = 0$, так как при пропаривании форма с упорами нагревается вместе с изделием.

Усилие обжатия $P_1 = A_s (\sigma_{sp} - \sigma_1) = 3,08 (470 - 14,1) \times (100) = 140000 \text{ Н}$. Эксцентриситет этого усилия относительно центра тяжести приведенного сечения $e_{op} = y_0 - a = 22 - 3 = 19 \text{ см}$. Напряжение в бетоне при обжатии в соответствии с формулой (2.36)

$$\sigma_{bp} = P_1/A_{red} + P_1 e_{op} y_0/I_{red} = (140000/1050 + 140000 \cdot 19 \cdot 22/78600) 1/100 = 8,7 \text{ МПа.}$$

Устанавливают передаточную прочность бетона из условия $\sigma_{br}/R_{bp} = 0,75$; $8,7/0,75 = 11,6 \text{ МПа} < 0,5B25$ (см. подглаву 2.4); принимают $R_{bp} = 12,5 \text{ МПа}$. Тогда $\sigma_{bp}/R_{bp} = 0,69$.

Вычисляют сжимающее напряжение в бетоне на уровне центра тяжести напрягаемой арматуры от усилия обжатия P_1 и с учетом изгибающего момента от веса плиты $M = 2500 \cdot 1,4 \cdot 5,88^2/8 = 1500000 \text{ Н} \cdot \text{см} = 15 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Тогда

$$\sigma_{bp} = P_1/A_{red} + (P_1 e_{op} - M) e_{op}/I_{red} = [140000/1050 + (140000 \cdot 19 - 1500000) 19/78600] 1/100 = 4,8 \text{ МПа}$$

Потери от быстронатекающей ползучести при $\sigma_{bp}/R_{bp} = 4,1/12,5 = 0,33$ и при $\alpha < 0,8$ составляют $\sigma_b = 40 \cdot 0,33 = 13,2 \text{ МПа}$. Первые потери $\sigma_{los1} = \sigma_1 + \sigma_b = 14,1 + 13,2 =$

27,3 МПа. С учетом потерь $\sigma_{los 1}$ напряжение $\sigma_{bp} = 4$ МПа. Потери от осадки бетона $\sigma_8 = 35$ МПа. Потери от ползучести бетона при $\sigma_{bp}/h_{bp} = 4/12,5 = 0,32$ составляют $\sigma_9 = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,32 = 41$ МПа. Вторые потери $\sigma_{los 2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 41 = 76$ МПа.

Полные потери $\sigma_{los} = \sigma_{los 1} + \sigma_{los 2} = 27,3 + 76 = 103,3 > 100$ МПа, т. е. больше установленного минимального значения потерь.

Усилие обжатия с учетом полных потерь $P_2 = A_s \times (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 3,08 (470 - 103,3) \cdot (100) = 113$ кН.

Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси. Выполняют для выяснения необходимости проверки по раскрытию трещин. При этом для элементов, к трещиностойкости которых предъявляют требования 3-й категории, принимают значения коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$; $M = 47,3$ кН·м. По формуле (7.3) $M \leq M_{crc}$. Вычисляют момент образования трещин по приближенному способу ядерных моментов по формуле (7.29): $M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp} = 1,6 \cdot 6250 \times (100) + 2\,084\,000 = 3\,080\,000$ Н·см $= 30,8$ кН·м — здесь ядерный момент усилия обжатия по формуле (7.30) при $\gamma_{sp} = 0,84$ составляет $M_{rp} = P_{02}(e_{op} + r) = 0,84 \cdot 113\,000 \times (19 + 2,95) = 2\,084\,000$ Н·см.

Поскольку $M = 47,3 > M_{crc} = 30,8$ кН·м, трещины в растянутой зоне образуются. Следовательно, необходим расчет по раскрытию трещин.

Проверяют, образуются ли начальные трещины в верхней зоне плиты при ее обжатии при значении коэффициента точности натяжения $\gamma_{sp} = 1,16$. Изгибающий момент от веса плиты $M = 15$ кН·м. Расчетное условие

$$P_1 (e_{op} - r_{inf}) - M < R_{bt,p} W'_{pl} = \\ = 1,16 \cdot 140\,000 (19 - 7,8) - 1\,500\,000 = 300\,000 \text{ Н·см;}$$

$$R_{bt,p} W_{pl} = 1 \cdot 14\,700 (100) = 1\,470\,000 \text{ Н·см;}$$

$300\,000 < 1\,470\,000$ Н·см — условие удовлетворяется, начальные трещины не образуются; здесь $R_{bp} = 1$ МПа — сопротивление бетона растяжению, соответствующее передаточной прочности бетона $R_{bp} = 12,5$ МПа (по прил. 2).

Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси при $\gamma_{sp} = 1$. Предельная ширина раскрытия трещин: непродолжительная $a_{crc} = (0,4 \text{ мм})$, продолжительная $a_{crc} = (0,3 \text{ мм})$ [см. табл. 2.2]. Изгибающие момен-

ты от нормативных нагрузок: постоянной и длительной $M=38,5$ кН·м; суммарной $M=47,3$ кН·м. Приращение напряжений в растянутой арматуре от действия постоянной и длительной нагрузок по формуле (7.102):

$$\sigma_s = [M - P_2(z_1 - e_{sp})]/W_s = [3\ 850\ 000 - 113\ 000 \cdot 24,5]/75,5(100) = 140 \text{ МПа};$$

Здесь принимают $z_1 \approx h_0 - 0,5 h'_s = 27 - 0,5 \cdot 5 = 24,5$ см — плечо внутренней пары сил; $e_{sN} = 0$, так как усилие обжатия P приложено в центре тяжести площади нижней напрягаемой арматуры:

$$W_s = A_s z_1 = 3,08 \cdot 24,5 = 75,5 \text{ см}^3 -$$

момент сопротивления сечения по растянутой арматуре.

Приращение напряжений в арматуре от действия полной нагрузки

$$\sigma_s = (47\ 300\ 000 - 103\ 000 \cdot 24,5)/75,5(100) = 260 \text{ МПа}.$$

Вычисляют по формуле (7.47):

ширину раскрытия трещин от непродолжительного действия всей нагрузки

$$a_{crcl} = 20(3,5 - 100\mu) \delta \eta \varphi_l \frac{\sigma_s}{E_s} \sqrt[3]{d} = \\ = 20(3,5 - 100 \cdot 0,0082) \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1 \cdot \frac{260}{190\ 000} \sqrt[3]{14} = 0,18 \text{ мм};$$

здесь $\mu = A_s/bh_0 = 3,08/14 \cdot 27 = 0,0082$; $\delta = 1$; $\eta = 1$; $\varphi_l = 1$; $d = 14$ мм — диаметр продольной арматуры;

ширину раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянной и длительной нагрузок

$$a'_{crcl} = 20(3,5 - 100 \cdot 0,0082) 1 \cdot 1 \cdot 1 (140/190\ 000) \sqrt[3]{14} = 0,1 \text{ мм};$$

ширину раскрытия трещин от постоянной и длительной нагрузок

$$a_{crcl} = 20(3,5 - 100 \cdot 0,0082) 1 \cdot 1 \cdot 1,5 (140/190\ 000) \sqrt[3]{14} = 0,145 \text{ мм},$$

где $\varphi = 1,5$.

Непродолжительная ширина раскрытия трещин

$$a_{crc} = a_{crcl} - a'_{crcl} + a_{crcl} = 0,18 - 0,10 + 0,145 = 0,225 \text{ мм} < 0,4 \text{ мм}.$$

Продолжительная ширина раскрытия трещин

$$a_{crc} = a_{crcl} = 0,145 \text{ мм} < 0,3 \text{ мм}.$$

Расчет прогиба плиты. Прогиб определяют от нормативного значения постоянной и длительных нагрузок; предельный прогиб составляет $1/200 l_0 = 588/200 = 2,94$ см (согласно табл. 2.3). Вычисляют параметры, необходимые для определения прогиба плиты с учетом трещин в растянутой зоне. Заменяющий момент равен изгибающему моменту от постоянной и длительной нагрузок $M = 38,5$ кН·м; суммарная продольная сила равна усилию предварительного обжатия с учетом всех потерь и при $\gamma = 1$; $N_{tot} = P_2 = 113$ кН; эксцентриситет $e_{s,tot} = M/N_{tot} = 3850000/113000 = 34,1$ см; коэффициент $\varphi_l = 0,8$ — при длительном действии нагрузки. По формуле (7.75)

$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{M - M_{rp}} = \frac{1,6 \cdot 6250 (100)}{3850000 - 2080000} = 0,57 < 1.$$

Коэффициент, характеризующий неравномерности деформаций растянутой арматуры на участке между трещинами, определяют по формуле (7.74)

$$\begin{aligned} \psi_s &= 1,25 - \varphi_l \varphi_m - \frac{1 - \varphi_m^0}{(3,5 - 1,8\varphi_m) e_{s,tot}/h_0} = \\ &= 1,25 - 0,8 \cdot 0,57 - \frac{1 - 0,57^2}{(3,5 - 1,8 \cdot 0,57) 34,1/27} = 0,58 < 1. \end{aligned}$$

Вычисляют кривизну оси при изгибе по формуле (7.125)

$$\begin{aligned} \frac{1}{r} &= \frac{M}{h_0 z_1} \left(\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{\nu E_b A_b} \right) - \frac{N_{tot} \psi_s}{h_0 E_s A_s} = \\ &= \frac{3850000}{27 \cdot 24,5 (100)} \left(\frac{0,58}{190000 \cdot 3,08} + \frac{0,9}{0,15 \cdot 30000 \cdot 680} \right) - \\ &= \frac{113000}{27} \frac{0,58}{190000 \cdot 3,08 (100)} = 3,9 \cdot 10^{-5} \text{ см}^{-1}, \end{aligned}$$

Здесь $\psi_b = 0,9$; $\nu = 0,15$ — при длительном действии нагрузок; $A_b = (\varphi_l + \xi) b h_0 = b'_i h'_i = 136 \cdot 5 = 680$ см² в соответствии с формулой (7.87) при $A'_s = 0$ и допущением, что $\xi = \xi'_i/h_0$.

Вычисляют прогиб по формуле гл. 2:

$$f = \frac{5}{48} l_0^2 \frac{1}{r} = \frac{5}{48} 588^2 \cdot 3,9 \cdot 10^{-5} = 1,41 \text{ см} < 2,94 \text{ см}.$$

Учет выгиба от ползучести бетона вследствие обжатия по формуле (7.114) несколько уменьшает прогиб.

Расчет по образованию и раскрытию трещин, наклонных к продольной оси ребристой плиты, выполняют по данным (7.2. и 7.3).

5. Расчет многопустотной плиты по предельным состояниям первой группы

Расчетный пролет и нагрузки. Расчетный пролет такой же, как и у ребристой панели, $l_0 = 5,88$ м. Подсчет нагрузок на 1 м^2 перекрытия приведен в табл. 18.2.

18.2. Нормативные и расчетные нагрузки на 1 м^2 перекрытия

Нагрузка	Нормативная нагрузка, Н/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, Н/м ²
Постоянная:			
собственный вес многопустотной плиты с круглыми пустотными	3000	1,1	3300
то же слоя цементного раствора $\delta = 20$ мм ($\rho = 2200 \text{ кг/м}^3$)	440	1,3	570
то же керамических плиток, $\delta = 13$ мм ($\rho = 1800 \text{ кг/м}^3$)	240	1,1	264
<i>Итого</i>	3680		4134
Временная	5000	1,2	6000
В том числе:			
длительная	3500	1,2	4200
кратковременная	1500	1,2	1800
Полная нагрузка	8600	—	10 134
В том числе:			
постоянная и длительная	7180	—	—
кратковременная	1500	—	—

Расчетная нагрузка на 1 м при ширине плиты 2,2 м с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 0,95$: постоянная $g = 4,134 \cdot 2,2 \cdot 0,95 = 8,65 \text{ кН/м}$; полная $g + v = 10,134 \cdot 2,2 \cdot 0,95 = 21,2 \text{ кН/м}$; $v = 6,0 \cdot 2,2 \times 0,95 = 12,55 \text{ кН/м}$.

Нормативная нагрузка на 1 м: постоянная $g = 3,68 \times 2,2 \cdot 0,95 = 7,7 \text{ кН/м}$; полная $g + v = 868 \cdot 2,2 \cdot 0,95 = 18,1 \text{ кН/м}$; в том числе постоянная и длительная $7,18 \times 2,2 \cdot 0,95 = 15 \text{ кН/м}$.

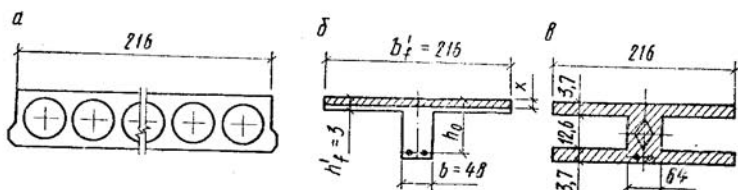


Рис. 18.4. Поперечные сечения многопустотной плиты
 а — основные размеры; б — к расчету прочности; в — к расчету по образованию трещин

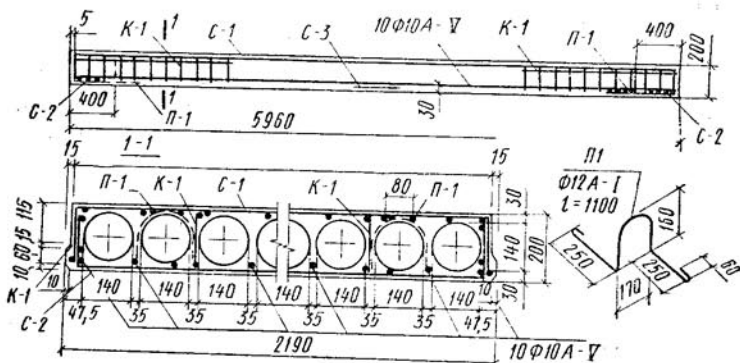


Рис. 18.5. Армирование многопустотной плиты

Усилия от расчетных и нормативных нагрузок. От расчетной нагрузки $M = (g + v) l_0^2 / 8 = 21,2 \cdot 5,88^2 / 8 = 92 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $Q = (g + v) l_0 / 2 = 21,2 \cdot 5,88 / 2 = 62 \text{ кН}$. От нормативной полной нагрузки $M = 18,1 \cdot 5,88^2 / 8 = 78 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $Q = 18,1 \cdot 5,88 / 2 = 52,8 \text{ кН}$. От нормативной постоянной и длительной нагрузок $M = 15 \cdot 5,88^2 / 8 = 65 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Установление размеров сечения плиты (рис. 18.4). Высота сечения многопустотной (12 круглых пустот диаметром 14 см) предварительно напряженной плиты $h \approx l_0 / 30 = 588 / 30 \approx 20 \text{ см}$; рабочая высота сечения $h_0 = h - a = 20 - 3 = 17 \text{ см}$. Размеры: толщина верхней и нижней полки (20—14) $0,5 = 3 \text{ см}$. Ширина ребер: средних — 3,5 см, крайних — 4,65 см. В расчетах по предельным состояниям первой группы расчетная толщина сжатой полки таврового сечения $h'_f = 3 \text{ см}$; отношение $h'_f / h = 3 / 20 = 0,15 > 0,1$, при этом в расчет вводится вся ширина полки $b'_f = 216 \text{ см}$; расчетная ширина ребра $b = 216 - 12 \cdot 14 = 48 \text{ см}$ (см. гл. 11).

Характеристики прочности бетона и арматуры. Принимают такие же, как для ребристой предварительно напряженной плиты. Предварительное напряжение арматуры равно: $\sigma_{sp} = 0,75 \cdot 785 = 590$ МПа. Проверяют выполнение условия (2.21). При электротермическом способе натяжения $p = 30 + 360/l = 30 + 360/6 = 90$ МПа; $\sigma_{sp} + p = 590 + 90 = 680 < R_{sn} = 785$ МПа — условие выполняется. Вычисляют предельное отклонение предварительного напряжения при числе напрягаемых стержней $n_p = 10$ по формуле (2.22):

$$\gamma_{sp} = (0,5 \cdot 90/500) (1 + 1/\sqrt{10}) = 0,10.$$

Коэффициент точности натяжения по формуле (2.24): $\gamma_{sp} = 1 - \Delta\gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9$. При проверке по образованию трещин в верхней зоне плиты при обжатии принимают $\gamma_{sp} = 1 + 0,1 = 1,1$. Предварительные напряжения с учетом точности натяжения $\sigma_{sp} = 0,9 \cdot 590 = 531$ МПа.

Расчет прочности плиты по сечению, нормальному к продольной оси, $M = 92$ кН·м. Сечение тавровое с полкой в сжатой зоне. Вычисляют

$$\alpha_m = M/R_b b' h_0^2 = 9\,200\,000/[0,9 \cdot 14,5 \cdot 216 \cdot 17^2 (100)] = 0,113.$$

По табл. 3.1 находят $\xi = 0,12$; $x = \xi h_0 = 0,12 \cdot 17 = 2$ см < 3 см — нейтральная ось проходит в пределах сжатой полки; $\zeta = 0,94$.

Характеристика сжатой зоны (см. гл. 2): $\omega = 0,85 - 0,008 R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 14,5 = 0,75$.

Граничная высота сжатой зоны

$$\xi_R = 0,75 / \left[1 + \frac{570}{500} \left(1 - \frac{0,75}{1,1} \right) \right] = 0,55;$$

здесь $\sigma_{sR} = R_s = 680 + 400 - 510 = 570$ МПа; $\Delta\sigma_{sp} = 0$; в знаменателе принято 500 МПа, поскольку $\gamma_{s2} < 1$.

Коэффициент условий работы, учитывающий сопротивление напрягаемой арматуры выше условного предела текучести, определяют согласно формуле

$$\gamma_{s6} = \eta - (\eta - 1) \left(\frac{2\xi}{\xi_R} - 1 \right) = 1,15 - (1,15 - 1) \left(\frac{2 \cdot 0,12}{0,55} - 1 \right) = 1,23 > \eta,$$

где $\eta = 1,15$ — для арматуры класса А-V; принимают $\gamma_{sb} = \eta = 1,15$.

Вычисляют площадь сечения растянутой арматуры $A_s = M \gamma_{s6} R_s \zeta h_0 = 9\,200\,000 / 1,15 \cdot 680 \cdot 0,94 \cdot 17 = 7,4$ см² прини-

мают $10 \text{ } \varnothing \text{ } 10 \text{ А-V}$ с площадью $A_s = 7,85 \text{ см}^2$ (прил. 6), рис. 18.5.

Расчет прочности плиты по сечению, наклонному к продольной оси, $Q = 62 \text{ кН}$. Расчет ведут по формулам подглавы 3.5.

Влияние усилия обжатия $P = 385 \text{ кН}$ (см. расчет предварительных напряжений арматуры плиты): $\varphi_n = 0,1 \text{ Н/}$
 $R_{bt}bh_0 = 0,1 \cdot 385 \text{ 000}/1,05 \cdot 48 \cdot 17 (100) = 0,43 < 0,5$.

Проверяют, требуется ли поперечная арматура по расчету. Условие: $Q_{\max} = 62 \cdot 10^3 \leq 2,5 R_{bt}bh_0 = 2,5 \cdot 0,9 \cdot 1,05 \times$
 $\times (100) = 48 \cdot 17 = 193 \cdot 10^3 \text{ Н}$ — удовлетворяется.

При $g = g + v/2 = 8,65 + 12,55/2 = 14,93 \text{ кН/м} =$
 $= 149,3 \text{ Н/см}$ и поскольку $0,16 \varphi_{b4} (1 - \varphi_n) R_{bt}b = 0,16 \times$
 $\times 1,5 (1 + 0,43) 0,9 \cdot 1,05 \cdot 48 (100) = 1560 \text{ Н/см} > 149,63 \text{ Н/}$
 $/\text{см}$ — принимают $c = 2,5$ $h_0 = 2,5 \cdot 17 = 42,5 \text{ см}$. Другое
 условие: $Q = Q_{\max} - q_1 c = 62 \cdot 10^3 - 149,3 \cdot 42,5 = 55,7 \cdot 10^3 \text{ Н;}$
 $\varphi_{b4} (1 + \varphi_n) R_{bt}bh_0^2 = 1,5 \cdot 1,43 \cdot 0,9 \cdot 1,05 (100) 48 \cdot 17^2/42,5 =$
 $= 66,10^3 \text{ Н} > 55,7 \cdot 10^3 \text{ Н}$ — удовлетворяется также. Следовательно, поперечной арматуры по расчету не требуется.

На приопорных участках длиной $l/4$ арматуру устанавливают конструктивно, $\varnothing 4 \text{ Вр-1}$ с шагом $s = h/2 =$
 $= 20/2 = 10 \text{ см}$; в средней части пролета поперечная арматура не применяется (рис. 18.5).

6. Расчет многопустотной плиты по предельным состояниям второй группы

Геометрические характеристики приведенного сечения. Их определяют по формулам (2.28) — (2.32). Круглое очертание пустот заменяют эквивалентным квадратным со стороной $h = 0,9$ $d = 0,9 \cdot 14 = 12,6 \text{ см}$ (см. гл. 11). Толщина полок эквивалентного сечения $h'_f = h_f = (20 -$
 $- 12,6) 0,5 = 3,7 \text{ см}$. Ширина ребра $216 - 12 \cdot 12,6 = 64 \text{ см}$. Ширина пустот $216 - 64 = 152 \text{ см}$. Площадь приведенного сечения $A_{red} = 216 \cdot 20 - 152 \cdot 12,6 = 2400 \text{ см}^2$ (пренебрегают ввиду малости величиной $\alpha \cdot A_s$).

Расстояние от нижней грани до центра тяжести приведенного сечения $y_0 = 0,5$ $h = 0,520 = 10 \text{ см}$.

Момент инерции сечения (симметричного) $J_{red} =$
 $= 216 \cdot 20^3/12 - 152 \cdot 12,6^3/12 = 116 \text{ 000 см}^4$.

Момент сопротивления сечения по нижней зоне $W_{red} = J_{red}/y_0 = 118 \text{ 000}/10 = 11 \text{ 800 см}^3$; то же, по верхней зоне $W'_{red} = 11 \text{ 800 см}^3$.

Расстояние от ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны (верхней), до центра тяжести сечения по формуле (7.31): $r = 0,85(11\ 800/2400) = 4,2$ см; то же, наименее удаленной от растянутой зоны (нижней) $r_{inf} = 4,2$ см; здесь $\varphi_n = 1,6 - \sigma_{bp}/R_{b,ser} = 1,6 - 0,75 = 0,85$.

Отношение напряжения в бетоне от нормативных нагрузок и усилия обжатия к расчетному сопротивлению бетона для предельных состояний второй группы предварительно принимают равным 0,75.

Упругопластический момент сопротивления по растянутой зоне согласно формуле (7.37), $W_{pl} = \gamma W_{red} = 1,5 \times 11\ 800 = 17\ 700$ см³, здесь $\gamma = 1,5$ — для двутаврового сечения при $2 < b'_i/b = b_f/b = 216/64 = 3,5 < 6$. Упругопластический момент сопротивления по растянутой зоне в стадии изготовления и обжатия $W'_{pl} = 17\ 700$ см³.

Потери предварительного напряжения арматуры. Расчет потерь выполняют в соответствии с рекомендациями 2.4. Коэффициент точности натяжения арматуры при этом принимают $\gamma_{sp} = 1$. Потери от релаксации напряжений в арматуре при электротермическом способе натяжения $\sigma_1 = 0,03$ $\sigma_{sp} = 0,03 \cdot 590 = 17,8$ МПа. Потери от температурного перепада между натянутой арматурой и упорами $\sigma_2 = 0$, так как при пропаривании форма с упорами нагревается вместе с изделием.

Усилие обжатия $P_1 = A_s(\sigma_{sp} - \sigma_1) = 7,85(590 - 17,8) 100 = 450\ 000$ Н = 450 кН. Эксцентриситет этого усилия относительно центра тяжести сечения $e_{op} = 10 - 3 = 7$ см. Напряжение в бетоне при обжатии в соответствии с формулой (2.36)

$$\sigma_{bp} = (450\ 000/2400 + 450\ 000 \cdot 7 \cdot 10 \cdot 11\ 800)/(100) = 4,6 \text{ МПа.}$$

Устанавливают значение передаточной прочности бетона из условия $\sigma_{bp}/R_{bp} \leq 0,75$; $R_{bp} = 4,6/0,75 = 6,1 < 0,5 \times B25$ (см. подглаву 1.4); принимают $R_{bp} = 12,5$ МПа. Тогда отношение $\sigma_{bp}/R_{bp} = 4,6/12,5 = 0,37$.

Вычисляют сжимающие напряжения в бетоне на уровне центра тяжести площади напрягаемой арматуры от усилия обжатия (без учета момента от веса плиты) $\sigma_{bp} = (450\ 000/2400 + 450\ 000 \cdot 7^2/118\ 000)/(100) = 3,7$ МПа. Потери от быстроснатекающей ползучести при $\sigma_{bp}/R_{bp} = 3,7/12,5 = 0,3$ и при $\alpha > 0,3$ $\sigma_{bp} = 40 \cdot 0,3 = 12$ МПа. Первые потери $\sigma_{los} = \sigma_1 + \sigma_b = 17,8 + 12 = 29,8$ МПа. С учетом σ_{los1} напряжение $\sigma_{bp} = 3,55$ МПа; $\sigma_{bp}/R_{bp} = 0,28$. Потери от усадки бетона $\sigma_8 = 35$ МПа. Потери от ползучести бето-

на $\sigma_9 = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,28 = 36$ МПа. Вторые потери $\sigma_{los2} = \sigma_8 + \sigma_9 = 35 + 36 = 71$ МПа. Полные потери $\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2} = 29,8 + 71 = 100,8$ МПа > 100 , МПа — больше минимального значения.

Усилие обжатия с учетом полных потерь

$$P_2 = A_s (\sigma_{sp} - \sigma_{los}) = 7,85 (590 - 100,8) (100) = 385\,000 \text{ Н} = 385 \text{ кН.}$$

Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси. Выполняют для выяснения необходимости проверки по раскрытию трещин. При этом для элементов, к трещиностойкости которых предъявляют требования 3-й категории, принимают значение коэффициентов надежности по нагрузке $\gamma_f = 1$; $M = 78$ кН·м. По формуле (7.3) $M \leq M_{crc}$. Вычисляют момент образования трещин по приближенному способу ядровых моментов по формуле (7.29)

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl} + M_{rp} = 1,6 \cdot 17\,700 (100) + 4\,000\,000 = 6\,800\,000 \text{ Н·см} = 68 \text{ кН·м.}$$

Здесь ядровый момент усилия обжатия по формуле (7.30) при $\gamma_{sp} = 0,9$, $M_{rp} = P_2 (e_{op} + r) = 0,9 \cdot 370\,000 (7 + 4,2) = 4\,000\,000 \text{ Н·см}$.

Поскольку $M = 78 > M_{crc} = 68$ кН·м, трещины в растянутой зоне образуются. Следовательно, необходим расчет по раскрытию трещин.

Проверяют, образуются ли начальные трещины в верхней зоне плиты при ее обжатии при значении коэффициента точности натяжения $\gamma_{sp} = 1,10$ (момент от веса плиты не учитывается). Расчетное условие:

$$P_1 (e_{op} - r_{inf}) \leq R_{btP} W'_{pl};$$

$$1,10 \cdot 450\,000 (7 - 4,2) = 860\,000 \text{ Н·см};$$

$$R_{btP} W'_{pl} = 1 \cdot 17\,700 (100) = 1\,770\,000 \text{ Н·см};$$

$860\,000 < 1\,770\,000$ — условие удовлетворяется, начальные трещины не образуются; здесь $R_{btP} = 1$ МПа — сопротивление бетона растяжению, соответствующее передаточной прочности бетона 12,5 МПа (по прил. 2).

Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси. Предельная ширина раскрытия трещин: непродолжительная $a_{crc} = 0,4$ мм, продолжительная $a_{crc} = 0,3$ мм (см. табл. 2.2). Изгибающие моменты от нормативных нагрузок: постоянной и длительной — $M =$

$= 65 \text{ кН}\cdot\text{м}$; полной — $M = 78 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Приращение напряжений в растянутой арматуре от действия постоянной и длительной нагрузок определяют по формуле (7.102)

$$\sigma_s = (6\,500\,000 - 370\,000 \cdot 15,15) / 119(100) = 8,5 \text{ МПа},$$

где $z_1 \approx h_0 - 0,5h'_f = 17 - 0,5(3,7/2) = 15,15 \text{ см}$ — плечо внутренней пары сил; $e_{sN} = 0$ — усилие обжатия P , приложенное в центре тяжести площади нижней напрягаемой арматуры; $W_s = A_s z_1 = 7,85 \cdot 15,15 = 119 \text{ см}^3$ — момент сопротивления сечения по растянутой арматуре.

Приращение напряжений в арматуре от действия полной нагрузки

$$\sigma_s = (7\,800\,000 - 370\,000 \cdot 15,15) / 119(100) = 185 \text{ МПа}.$$

Вычисляют по формуле (7.47):

ширину раскрытия трещин от непродолжительного действия полной нагрузки

$$a_{crcl} = 20(3,5 - 100\mu) \delta_1 \eta \varphi_l (\sigma_s / E_s) \sqrt[3]{d} =$$

$$= 20(3,5 - 100 \cdot 0,0095) 1 \cdot 1 \cdot 1 (185 / 190\,000) \sqrt[3]{10} = 0,11 \text{ мм};$$

где $\mu = A_s / bh_0 = 7,85 / 48 \cdot 17 = 0,0095$; $\delta_1 = 1$; $\eta = 1$; $\varphi_l = 1$; $d = 10 \text{ мм}$ — диаметр продольной арматуры;

ширину раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянной и длительной нагрузок

$$a'_{crcl} = 20(3,5 - 100 \cdot 0,0095) 1 \cdot 1 \cdot 1 (85 / 190\,000) \sqrt[3]{10} = 0,05 \text{ мм};$$

ширину раскрытия трещин от постоянной и длительной нагрузок

$$a_{cre2} = 20(3,5 - 100 \cdot 0,0095) 1 \cdot 1 \cdot 1,5 (85 / 190\,000) \sqrt[3]{10} = 0,08 \text{ мм}.$$

Непродолжительная ширина раскрытия трещин

$$a_{cre} = a_{crcl} - a'_{crcl} + a_{cre2} = 0,11 - 0,05 + 0,08 = 0,14 \text{ мм} < [0,4 \text{ мм}];$$

Продолжительная ширина раскрытия трещин

$$a_{cre} = a_{cre2} = 0,08 \text{ мм} < [0, \text{ мм}];$$

Расчет прогиба плиты. Прогиб определяют от постоянной и длительной нагрузок, предельный прогиб $f = \frac{l}{200} = 2,94 \text{ см}$ — согласно табл. 2.3. Вычисляют параметры, необходимые для определения прогиба плиты с учетом трещин в растянутой зоне. Заменяющий момент равен изгибающему моменту от постоянной и длительной нагрузок $M = 65 \text{ кН}\cdot\text{м}$; суммарная продольная си-

ла равна усилию предварительного обжатия с учетом всех потерь и при $\gamma_{sp} = 1$; $N_{tot} = P_2 = 370$ кН; эксцентриситет $e_{tot} = M/N_{tot} = 6\,500\,000/370\,000 = 22,5$ см; коэффициент $\varphi_l = 0,8$ — при длительном действии нагрузок; по формуле (7.75) $\varphi_m = 1,6 \cdot 17\,700(100)/(6\,500\,000 - 4\,000\,000) = 1,12 > 1$ (принимают $\varphi_m = 1$); коэффициент, характеризующий неравномерность деформации растянутой арматуры на участке между трещинами, по формуле (7.74) $\psi_s = 1,25 - 0,8 = 0,45 < 1$.

Вычисляют кривизну оси при изгибе по формуле гл. 2:

$$1/r = \frac{6\,500\,000}{17 \cdot 15,15(100)} \left(\frac{0,45}{190\,000 \cdot 7,85} + \frac{0,9}{0,15 \cdot 30\,000 \cdot 800} \right) - \frac{370\,000}{17} \frac{0,45}{190\,000 \cdot 7,85(100)} = 7,35 \cdot 10^{-5},$$

где $\psi_b = 0,9$; $\nu = 0,15$ — при длительном действии нагрузок; $A_b = 216 \times \times 3,7 = 800$ см² — при $A'_s = 0$ и допущении, что $\xi = h'_f/h_0$.

Вычисляют прогиб по формуле (7.131)

$$f = (5/48) 588^2 \cdot 7,35 \cdot 10^{-5} = 2,63 \text{ см} < 2,94 \text{ см}.$$

Учет выгиба от ползучести бетона вследствие обжатия бетона по формуле (7.114) несколько уменьшает прогиб.

Расчет по образованию и раскрытию трещин, наклонных к продольной оси многопустотной плиты, выполняют по данным подглавы 7.2 и 7.3.

7. Определение усилий в ригеле поперечной рамы

Расчетная схема и нагрузки. Поперечная многоэтажная рама имеет регулярную расчетную схему с равными пролетами ригелей и равными длинами стоек (высотами этажей). Сечения ригелей и стоек по этажам также приняты постоянными. Такую многоэтажную раму расчленяют для расчета на вертикальную нагрузку на одноэтажные рамы с нулевыми точками моментов — шарнирами, расположенными по концам стоек, — в середине длины стоек всех этажей, кроме первого (см. подглаву 15.3). Расчетная схема рассчитываемой рамы средних этажей изображена на *рис. 18, б, а*.

Нагрузка на ригель от многопустотных плит считается равномерно распределенной, от ребристых плит при числе ребер в пролете ригеля более четырех — также равномерно распределенной. Ширина грузовой полосы на ригель равна шагу поперечных рам, в примере — 6 м.

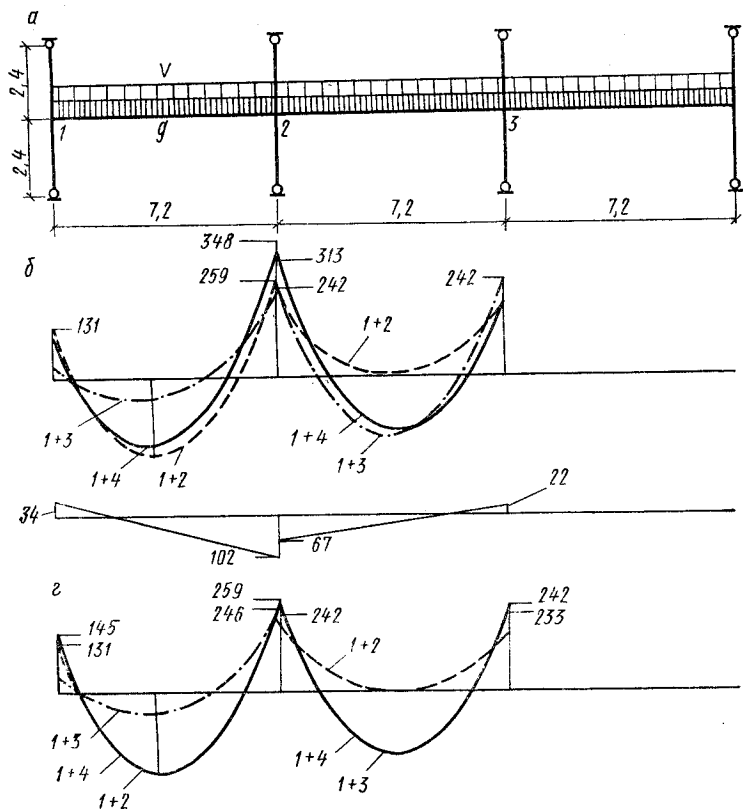


Рис. 18.6. К расчету поперечной рамы средних этажей

a — расчетная схема; *б* — эпюры моментов ригеля; *в* — выравнивающая эпюра моментов; *с* — эпюры моментов после перераспределения усилий

Подсчет нагрузок на 1 м^2 перекрытия приведен в табл. 18.1 и 18.2.

Вычисляют расчетную нагрузку на 1 м длины ригеля.

Постоянная: от перекрытия с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 0,95$; $4,134 \cdot 6 \times 0,95 = 23,6 \text{ кН/м}$; от веса ригеля сечением $0,25 \cdot 0,6 \text{ м}$ ($\rho = 2500 \text{ кг/см}^3$) с учетом коэффициентов надежности $\gamma_f = 1,1$ и $\gamma_n = 0,95 \cdot 3,8 \text{ кН/м}$. Итого $g = 23,6 + 3,8 = 27,4 \text{ кН/м}$.

Временная с учетом $\gamma_n = 0,95$; $v = 6,6 \cdot 0,95 = 34,2 \text{ кН/м}$,

в том числе длительная $4,2 \cdot 6 \cdot 0,95 = 24$ и кратковременная $1,8 \cdot 6 \cdot 0,95 = 10,2$ кН/м.

Полная нагрузка $g+v=61,6$ кН/м.

Вычисление изгибающих моментов в расчетных сечениях ригеля. Опорные моменты вычисляют по табл. 2 прил. 11 для ригелей, соединенных с колоннами на средних и крайних опорах жестко, по формуле $M=(\alpha g + \beta v)l^2$. Табличные коэффициенты α и β зависят от схем загрузки ригеля и коэффициента k — отношения погонных жесткостей ригеля и колонны. Сечение ригеля принято равным 25×60 см, сечение колонны — 30×30 см, длина колонны $l=4,8$ м. Вычисляют $k=I_{bm}l_{col}/I_{col}l_{bm} = 25 \cdot 60^3 480 / 30 \cdot 30^3 720 = 4,5$.

Вычисление опорных моментов ригеля от постоянной нагрузки и различных схем загрузки временной нагрузкой приведено в табл. 18.3.

Пролетные моменты ригеля:

1) в крайнем пролете — схемы загрузки 1+2, опорные моменты $M_{12}=-131$ кН·м, $M_{21}=-259$ кН·м; нагрузка $g+v=61,6$ кН/м; поперечные силы $Q_1=(g+v)l/2 - (M_{12}-M_{21})/l = 61,6 \cdot 7,2/2 - (-131+259)/7,2 = 220 - 18 = 202$ кН; $Q_2=220+18=238$ кН; максимальный пролетный момент $M=Q_1^2/2(g+v) + M_{12} = 202^2/2 \cdot 61,6 - 131 = 205$ кН·м;

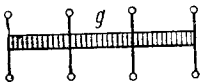
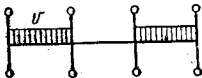
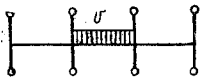
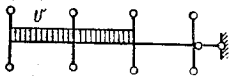
2) в среднем пролете — схемы загрузки 1+3, опорные моменты $M_{23}=M_{32}=-242$ кН·м; максимальный пролетный момент $M=(g+v)l^2/8 - M_{23} = 61,6 \cdot 7,2^2/8 - (-242) = 156$ кН·м.

Эпюры моментов ригеля при различных комбинациях схем загрузки строят по данным табл. 18.3 (рис. 18.6, б). Постоянная нагрузка по схеме загрузки 1 участвует во всех комбинациях: 1+2, 1+3, 1+4.

Перераспределение моментов под влиянием образования пластических шарниров в ригеле (11.2, 15.3). Практический расчет заключается в уменьшении примерно на 30 % опорных моментов ригеля M_{21} и M_{23} по схемам загрузки 1+4; при этом намечается образование пластических шарниров на опоре.

К эпюре моментов схем загрузки 1+4 добавляют выравнивающую эпюру моментов так, чтобы уравнились опорные моменты $M_{21}=M_{23}$ и были обеспечены удобства армирования опорного узла (рис. 18.6, в). Ординаты выравнивающей эпюры моментов: $\Delta M_{21} = 0,3 \cdot 348 = 102$ кН·м $\Delta M_{23} = 67$ кН·м; при этом $\Delta M_{12} \approx -\Delta M_{21}/$

18.3. Опорные моменты ригеля при различных схемах загрузки

Схема загрузки	Опорные моменты, кН·м			
	M_{12}	M_{21}	M_{23}	M_{32}
	$-0,036 \times 27,4 \times 8,2^2 = -51$	$-0,098 \times 27,4 \times 7,2^2 = -144$	$-0,090 \times 27,4 \times 7,2^2 = -129$	-129
	$-0,045 \times 34,2 \times 7,2^2 = -80$	$-0,063 \times 34,2 \times 7,2^2 = -115$	$-0,027 \times 34,2 \times 7,2^2 = -48$	-48
	$0,009 \times 34,2 \times 7,2^2 = 15$	$-0,035 \times 34,2 \times 7,2^2 = -64$	$-0,063 \times 34,2 \times 7,2^2 = -113$	-113
	$-0,035 \times 34,2 \times 7,2^2 = -60$	$-0,114 \times 34,2 \times 7,2^2 = -204$	$-0,103 \times 34,2 \times 7,2^2 = -184$	$-0,048 \times 34,2 \times 7,2^2 = -82$
Расчетные схемы для опорных моментов	1+2 -131	1+4 -259	1+4 -313	-313
Расчетные схемы для пролетных моментов	1+2 -131	1+2 -259	1+3 -242	-242

$/3 = -102/3 = -34$ кН·м; $\Delta M_{32} \approx \Delta M_{23}/3 = -67/3 = -22,3$ кН·м. Разность ординат в узле выравнивающей эпюры моментов передается на стойки. Опорные моменты на эпюре выравненных моментов составляют: $M_{12} = (-51 - 60) - 34 = -145$ кН·м; $M_{21} = -348 + 102 = -246$ кН·м; $M_{23} = -313 + 67 = -246$ кН·м; $M_{32} = -129 - 82 - 22,3 = -233,3$ кН·м (рис. 18.6, г).

Пролетные моменты на эпюре выравненных моментов могут превысить значения пролетных моментов при схе-

мах загрузкиения 1+2 и 1+3, тогда они будут расчетными.

Опорные моменты ригеля по грани колонны. На средней опоре при схеме загрузкиения 1+4 опорный момент ригеля по грани колонны не всегда оказывается расчетным (максимальным по абсолютному значению). При большой временной нагрузке и относительно малой погонной жесткости колонн он может оказаться расчетным при схемах загрузкиения 1+2 или 1+3, т. е. при больших отрицательных моментах в пролете. Необходимую схему загрузкиения для расчетного опорного момента ригеля по грани колонны часто можно установить сравнительным анализом значений опорных моментов по табл. 18.3 и ограничить вычисления одной этой схемой. Ниже приведены вычисления по всем схемам.

Опорный момент ригеля по грани средней колонны слева $M_{(21),1}$ (абсолютные значения):

1) по схемам загрузкиения 1+4 и выравненной эпюре моментов $M_{(21),1} = M_{21} - Q_2 h_{col}/2 = 246 - 235 \cdot 0,3/2 = 211 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $Q_2 = (g+v)l/2 - (M_{21} - M_{12})/l = 61,6 \cdot 7,2/2 - (-246 + 145)/7,2 = 221 + 14 = 235 \text{ кН}$; $Q_1 = 221 - 14 = 207 \text{ кН}$;

2) по схемам загрузкиения 1+3 $M_{(21),1} = 208 - 119 \cdot 0,3/2 = 190 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $Q_2 = gl/2 - (M_{21} - M_{12})/l = 26,4 \cdot 7,2/2 - (-208 + 36)/7,2 = 95 + 24 = 119 \text{ кН}$;

3) по схемам загрузкиения 1+2 $M_{(21),1} = 259 - 235 \cdot 0,3/2 = 224 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Опорный момент ригеля по грани средней колонны справа $M_{(23),1}$:

1) по схемам загрузкиения 1+4 и выравненной эпюре моментов $M_{(23),1} = M_{23} - Qh_{col}/2 = 246 - 223 \cdot 0,3/2 = 214 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $Q = 61,6 \cdot 7,2/2 - (-246 + 233,3)/7,2 = 223 \text{ кН}$;

2) по схемам загрузкиения 1+2 $M_{(23),1} < M_{23} = 177 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Следовательно, расчетный опорный момент ригеля по грани средней опоры $M = 224 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Опорный момент ригеля по грани крайней колонны по схеме загрузкиения 1+4 и выравненной эпюре моментов $M_{(12),1} = M_{12} - Q_1 h_{col}/2 = 145 - 207 \cdot 0,3/2 = 114 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Поперечные силы ригеля. Для расчета прочности по сечениям, наклонным к продольной оси, принимают значения поперечных сил ригеля, ббльшие из двух расчетов: упругого расчета и с учетом перераспределения моментов. На крайней опоре $Q_1 = 207 \text{ кН}$, на средней опоре слева по схеме загрузкиения 1+4 $Q_2 = 61,6 \cdot 7,2/2 - (-348 +$

+111)/7,2=254 кН. На средней опоре справа по схемам загрузки 1+4 $Q_2=61,6 \cdot 7,2/2 - (-313+211)/7,2=235$ кН.

8. Расчет прочности ригеля по сечению, нормальным к продольной оси

Характеристики прочности бетона и арматуры. Бетон тяжелый класса В20; расчетные сопротивления при сжатии $R_b=11,5$ МПа; при растяжении $R_{bt}=0,9$ МПа; коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b2}=0,90$; модуль упругости $E_b=27\,000$ МПа (прил. 1 и 2)

Арматура продольная рабочая класса А-III, расчетное сопротивление $R_s=365$ МПа, модуль упругости $E_s=200\,000$ МПа.

Определение высоты сечения ригеля. Высоту сечения подбирают по опорному моменту при $\xi=0,35$, поскольку на опоре момент определен с учетом образования пластического шарнира. Принятое же сечение ригеля следует затем проверить по пролетному моменту (если он больше опорного) так, чтобы относительная высота сжатой зоны была $\xi < \xi_R$ и исключалось переармированное неэкономичное сечение. По табл. 3.1 и при $\xi=0,35$ находят значение $\alpha_m=0,289$, а по формуле (2.42) определяют граничную высоту сжатой зоны

$$\xi_R = 0,77/[1 + (365/500)(1 - 0,77/1,1)] = 0,6,$$

где $\omega=0,85-0,008R_b=0,85-0,008 \cdot 0,9 \cdot 11,5=0,77$; $\sigma_s=R_s=365$ МПа.

Вычисляют

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m R_b b}} = \sqrt{\frac{22\,400\,000}{0,289 \cdot 0,90 \cdot 11,5 \cdot 25(100)}} = 54 \text{ см}$$

$h=h_0+a=54+4=58$ см; принимают $h=60$ см. Принятое сечение не проверяют в данном случае по пролетному моменту, так как $M=205 < M_{(12)}=224$ кН·м. Подбирают сечения арматуры в расчетных сечениях ригеля.

Сечение в первом пролете (рис. 18.7, а) — $M=205$ кН·м; $h_0=h-a=60-6=54$ см; вычисляют:

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b A_s^2} = \frac{20\,500\,000}{0,90 \cdot 11,5 \cdot 25 \cdot 54^2(100)} = 0,28$$

по табл. 3.1. $\xi=0,825$; $A_s=M/R_s \xi h_0=2050000/365 \cdot 0,825 \times 54(100)=12,6$ см². Принято 4Ø20 А-III с $A_s=12,56$ см² (прил. 6).

Сечение в среднем пролете — $M=156$ кН·м; $\alpha_m=$

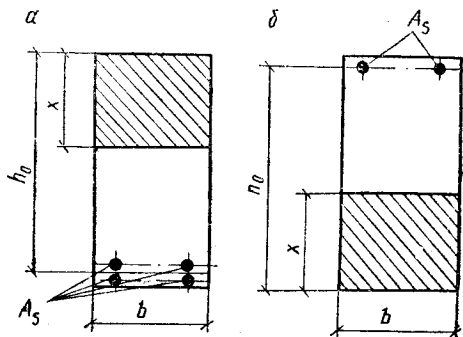


Рис. 18.7. К расчету прочности ригеля — сечение в пролете (а), на опоре (б)

$= 15\,600\,000 / 0,9 \cdot 11,5 \cdot 25 \cdot 54^2 (100)^2 = 0,21$; $\zeta = 0,875$; $A_s = 15\,600\,000 / 365 \cdot 0,875 \cdot 54 (100) = 9,1 \text{ см}^2$. Принято 4 $\varnothing 18$ с А-III с $A_s = 10,18 \text{ см}^2$.

Арматуру для восприятия отрицательного момента в пролете устанавливают по эююре моментов. Принято 2 $\varnothing 12$ А-III с $A_s = 2,26 \text{ см}^2$.

Сечение на средней опоре (рис. 18.7, б) — $M = 224 \text{ кН}\cdot\text{м}$; арматура расположена в один ряд; $h_0 = h - a = 60 - 4 = 56 \text{ см}$. Вычисляют $\alpha_m = 22\,400\,000 / 0,90 \times 11,5 \cdot 25 \cdot 56^2 (100) = 0,28$; $\zeta = 0,83$; $A_s = 22\,400\,000 / 356 \times 0,83 \cdot 56 (100) = 13,2 \text{ см}^2$. Принято 2 $\varnothing 32$ А-III с $A_s = 16,08 \text{ см}^2$.

Сечение на крайней опоре — $M = 114 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $\alpha_m = 11\,400\,000 / 0,9 \cdot 11,5 \cdot 25 \cdot 56^2 (100) = 0,14$; $\zeta = 0,92$; $A_s = 11\,400\,000 / 365 \cdot 0,92 \cdot 56 (100) = 6,1 \text{ см}^2$. Принято 2 $\varnothing 20$ А-III с $A_s = 6,28 \text{ см}^2$.

9. Расчет прочности ригеля по сечениям, наклонным к продольной оси

На средней опоре поперечная сила $Q = 254 \text{ кН}$.

Диаметр поперечных стержней устанавливают из условия сварки их с продольной арматурой диаметром $d = 32 \text{ мм}$ и принимают равным $d_{sw} = 8 \text{ мм}$ (прил. 9) с площадью $A_s = 0,503 \text{ см}^2$. При классе А-III $R_{sw} = 285 \text{ МПа}$; поскольку $d_{sw}/d = 8/32 = 1/4 < 1/3$, вводят коэффициент условий работы $\gamma_{s2} = 0,9$ и тогда $R_{sw} = 0,9 \times 285 = 255 \text{ МПа}$. Число каркасов — 2, при этом $A_{sw} = 2 \cdot 0,503 = 1,01 \text{ см}^2$.

Шаг поперечных стержней по конструктивным условиям (см. подглаву 3.1) $s = h/3 = 60/3 = 20 \text{ см}$. На всех припорных участках длиной $l/4$ принят шаг $s = 20 \text{ см}$,

в средней части пролета шаг $s = 3h/4 = 3 \cdot 60/4 = 45$ см.

Расчет ведут по формулам подглавы 3.5. Вычисляют $q_{sw} = R_{sw} A_s / s = 255 \cdot 1,01 \cdot 100 / 20 = 1290$ Н/см; $Q_{b, \min} = \varphi_{в3} R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 56 (100) = 68 \cdot 10^3$ Н; $q_{sw} = 1290$ Н/см $> Q_{b, \min} / 2h_0 = 68 \cdot 10^3 / 2 \cdot 56 = 608$ Н/см — условие удовлетворяется. Требование $s_{\max} = \varphi_{в4} R_{bt} b h_0^2 / Q = 1,5 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 56^2 (100) / 254 \cdot 10^3 = 37,5$ см $> s = 20$ см — удовлетворяется.

Расчет прочности по наклонному сечению. Вычисляют $M_b = \varphi_{в2} R_{bt} b h_0^2 = 2 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 25 \cdot 56^2 (100) = 127 \cdot 10^5$ Н \times см. Поскольку $q_1 = g + v/2 = 27,4 + 34,2/2 = 44,5$ кН/м $= 445$ Н/см $< 0,56 q_{sw} = 0,56 \cdot 1290 = 720$ Н/см значение c вычисляют по формуле $c = \sqrt{M_b / q_1} = \sqrt{127 \cdot 10^5 / 445} = 169$ см $< 3,33 h_0 = 3,33 \cdot 56 = 186$ см. При этом $Q_b = M_b / c = 127 \cdot 10^5 / 169 = 75 \cdot 10^3$ Н $> Q_{b, \min} = 68 \cdot 10^3$ Н. Поперечная сила в вершине наклонного сечения $Q = Q_{\max} - q_1 c = 254 \cdot 10^3 - 445 \cdot 169 = 179 \cdot 10^3$ Н. Длина проекции расчетного наклонного сечения $s = \sqrt{M_b / q_{sw}} = \sqrt{127 \times 10^5 / 1290} = 99$ см $< 2h_0 = 2 \cdot 56 = 112$ см. Вычисляют $Q_{sw} = q_{sw} c_0 = 1290 \cdot 99 = 128 \cdot 10^3$ Н.

Условие прочности $Q_b + Q_{sw} = 75 \cdot 10^3 + 128 \cdot 10^3 = 203 \times 10^3$ Н $> 179 \cdot 10^3$ Н — обеспечивается.

Проверка прочности по сжатой полосе между наклонными трещинами:

$$\mu_w = A_{sw} / bs = 1,01 / 25 \cdot 20 = 0,002;$$

$$\alpha = E_s / E_b = 200\,000 / 27\,000 = 7,5;$$

$$\varphi_{w1} = 1 + 5\alpha\mu_w = 1 + 5 \cdot 7,5 \cdot 0,002 = 1,08;$$

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01R_b = 1 - 0,01 \cdot 0,90 \cdot 11,5 = 0,90.$$

Условие $Q = 254\,000 < 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b b h_0 = 0,3 \cdot 1,08 \cdot 0,90 \times 0,90 \cdot 11,5 \cdot 25 \cdot 64 (100) = 402\,000$ Н — удовлетворяется.

10. Конструирование арматуры ригеля

Стык ригеля с колонной выполняют на ванной сварке выпусков верхних надпорных стержней и сварке закладных деталей ригеля и опорной консоли колонны в соответствии с рис. 11.16, б. Ригель армируют двумя сварными каркасами, часть продольных стержней каркасов обрывают в соответствии с изменением огибающей эпюры моментов и по эпюре арматуры (материалов). Обрываемые стержни заводят за место теоретического обрыва на длину заделки W .

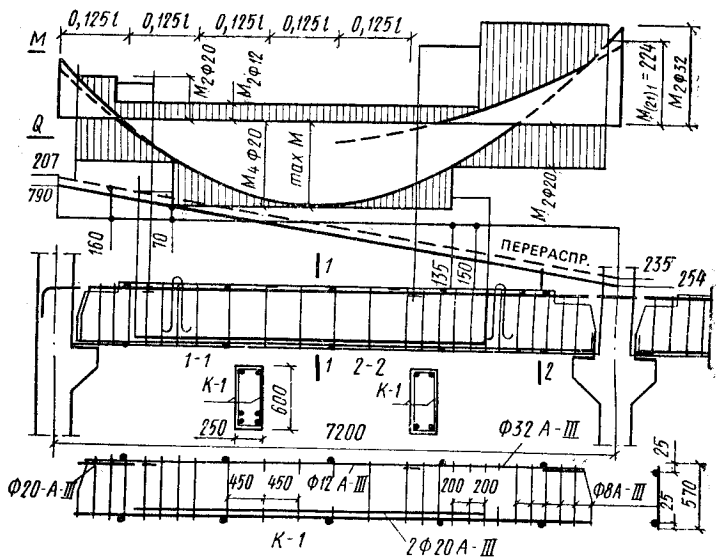


Рис. 18.8. Армирование ригеля

Эпюру арматуры строят в такой последовательности: 1) определяют изгибающие моменты M , воспринимаемые в расчетных сечениях, по фактически принятой арматуре; 2) устанавливают графически на огибающей эпюре моментов по ординатам M места теоретического обрыва стержней; 3) определяют длину анкеровки обрываемых стержней $W = Q/2q_{sw} + 5d \geq 20d$, причем поперечную силу Q в месте теоретического обрыва стержня принимают соответствующей изгибающему моменту в этом сечении (рис. 18.8).

Рассмотрим сечения первого пролета. На средней опоре арматура $2\text{Ø}32$ А-III с $A_s = 16,08 \text{ см}^2$; $\mu = A_s/bh_0 = 0,0115$; $\xi = \mu R_s/R_b = 0,4$; $\zeta = 0,8$; $M = R_s A_s \zeta h_0 = 365 \times 16,08 \cdot 0,8 \cdot 56 (100) 10^{-5} = 260 \text{ кН}$. В месте теоретического обрыва арматура $2\text{Ø}12$ А-III с $A_s = 2,26 \text{ см}^2$; $\mu = 0,0016$; $\xi = 0,06$; $\zeta = 0,97$; $M = 365 \cdot 2,26 \cdot 0,97 \cdot 56 (100) 10^{-5} = 45 \text{ кН} \cdot \text{м}$; поперечная сила в этом сечении $Q = 150 \text{ кН}$; поперечные стержни $\text{Ø}8$ А-III в месте теоретического обрыва стержней $2\text{Ø}32$ сохраняют с шагом $s = 20 \text{ см}$; $q_{sw} = R_{sw} A_{sw}/s = 1290 \text{ Н/см}$; длина анкеровки $W_1 = 150 000/2 \cdot 1290 + 5 \cdot 3,2 = 84 \text{ см} > 20d = 64 \text{ см}$.

Арматуру в пролете принимают $4\text{Ø}20$ А-III с $A_s =$

$= 12,56 \text{ см}^2$; $\mu = 12,56/25 \cdot 54 = 0,0093$; $\xi = \mu R_s/R_b = 0,32$;
 $\zeta = 0,84$; $M = 365 \cdot 12,56 \cdot 0,84 \cdot 54 (100) 10^{-5} = 206 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

В месте теоретического обрыва пролетных стержней остается арматура 20 \varnothing 20 А-III с $A_s = 6,28 \text{ см}^2$; $\mu = 0,0047$; $\xi = 0,16$; $\zeta = 0,92$; $M = 365 \cdot 6,28 \cdot 0,92 \cdot 54 (100) \times 10^{-5} = 113 \text{ кН} \cdot \text{м}$. Поперечная сила в этом сечении $Q = 135 \text{ кН}$; $q_{sw} = 1290 \text{ Н/см}$. Длина анкеровки $W_2 = 135\,000/2 \cdot 1290 + 5 \cdot 2 = 62 \text{ см} > 20d = 40 \text{ см}$. В такой же последовательности вычисляют значения W_3 и W_4 .

11. Определение усилий в средней колонне

Определение продольных сил от расчетных нагрузок.

Грузовая площадь средней колонны при сетке колонн $7,2 \times 6 = 43,2 \text{ м}^2$.

Постоянная нагрузка от перекрытий одного этажа с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 0,95$: $4,134 \cdot 43,2 \cdot 0,95 = 170 \text{ кН}$, от ригеля $(3,8/6) \times 43,2 = 27,5 \text{ кН}$, от стойки (сечением $0,3 \times 0,3$; $l = 4,8 \text{ м}$, $\rho = 2500 \text{ кг/м}^3$; $\gamma_f = 1,1$; $\gamma_n = 0,95$ — $10,1 \text{ кН}$. Итого $G = 207,6 \text{ кН}$.

Временная нагрузка от перекрытия одного этажа с учетом $\gamma_n = 0,95$; $Q = 6,0 \cdot 43,2 \cdot 0,95 = 246 \text{ кН}$, в том числе длительная $Q = 4,2 \cdot 43,2 \cdot 0,95 = 172 \text{ кН}$, кратковременная $Q = 1,8 \cdot 43,2 \cdot 0,95 = 74 \text{ кН}$.

Постоянная нагрузка от покрытия при весе кровли и плит 5 кН/м^2 составляет $5 \cdot 43,2 \cdot 0,95 = 205 \text{ кН}$; от ригеля — $27,5 \text{ кН}$, от стойки — $10,1 \text{ кН}$. Итого $G = 242,6 \text{ кН}$.

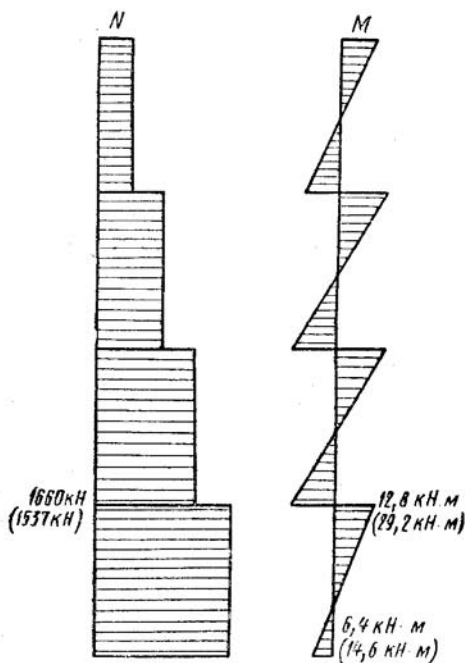
Временная нагрузка — снег для IV снегового района при коэффициентах надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,4$ и по назначению здания $\gamma_n = 0,95$; $Q = 1 \cdot 1,4 \cdot 43,2 \cdot 0,95 = 57 \text{ кН}$, в том числе длительная $Q = 0,5 \cdot 57 = 28,5 \text{ кН}$, кратковременная $Q = 28,5 \text{ кН}$. Продольная сила колонны первого этажа рамы от длительной нагрузки $N = 242,6 + 28,5 + (207,6 + 172) \cdot 2 = 1031 \text{ кН}$; то же от полной нагрузки $N = 1031 + 28,5 + 74,2 = 1134 \text{ кН}$.

Продольная сила колонны подвала от длительных нагрузок $N = 1031 + (207,6 + 172) = 1410 \text{ кН}$, то же от полной нагрузки $N = 1410 + 28,5 + 74,3 = 1513 \text{ кН}$.

Эпюра продольных сил изображена на *рис. 18.9*.

Определение изгибающих моментов колонны от расчетных нагрузок. Вычисляют опорные моменты ригеля перекрытия подвала — первого этажа рамы. Отношение погонных жесткостей, вводимых в расчет согласно *прил. 11*, $k_1 = 1,2$, $k = 1,2 \cdot 4,5$ (это вычисление можно не выпол-

Рис. 18.9. Эпюры продольных сил и изгибающих моментов средней колонны



нять, приняв значения опорных моментов ригеля средних этажей). Определяют максимальный момент колонн — при загрузении 1+2 без перераспределения моментов. При действии длительных нагрузок $M_{21} = (\alpha g + \beta v) = -(0,10 \cdot 27,4 + 0,062 \cdot 24) 7,2^2 = -220$ кН·м; $M_{23} = -(0,0091 \cdot 27,4 + 0,030 \cdot 24) 7,2^2 = -164$ кН·м. При действии полной нагрузки $M_{21} = -220 - 0,062 \cdot 10,2 \cdot 7,2^2 = -253$ кН·м; $M_{23} = -164 - 0,03 \cdot 10,2 \cdot 7,2^2 = -180$ кН·м.

Разность абсолютных значений опорных моментов в узле рамы: при длительных нагрузках $\Delta M = 220 - 164 = 56$ кН·м, при полной нагрузке $\Delta M = 253 - 180 = 73$ кН·м.

Изгибающий момент колонны подвала от длительных нагрузок $M = 0,4 \Delta M = 0,4 \cdot 56 = 22,4$ кН·м, от полной нагрузки $M = 0,4 \cdot 73 = 29,2$ кН·м.

Изгибающий момент колонны первого этажа от длительных нагрузок $M = 0,6 \Delta M = 0,6 \cdot 56 = 33,6$ кН·м, от полной нагрузки $M = 0,6 \cdot 73 = 43,8$ кН·м. Эпюра моментов колонны изображена на рис. 18.9.

Вычисляют изгибающие моменты колонны, соответствующие максимальным продольным силам; для этой цели используют загрузку пролетов ригеля по схеме 1. От длительных нагрузок: $M = (0,10 - 0,091) 51,4 \cdot 7,2^2 = 27 \text{ кН}\cdot\text{м}$; изгибающие моменты колонн подвала $M = 0,4 \cdot 27 = 10,8 \text{ кН}\cdot\text{м}$, первого этажа — $M = 0,6 \cdot 27 = 16,2 \text{ кН}\cdot\text{м}$. От полных нагрузок: $\Delta M = (0,10 - 0,091) \times 61,6 \cdot 7,2^2 = 32 \text{ кН}\cdot\text{м}$, изгибающие моменты колонн подвала $M = 0,4 \cdot 32 = 12,8 \text{ кН}\cdot\text{м}$, первого этажа — $M = 0,6 \times 32 = 19,2 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

12. Расчет прочности средней колонны

Методика подбора сечений арматуры внецентренно сжатой колонны при $\xi > \xi_R$ — случай 2. Расчетные формулы для подбора симметричной арматуры $A_s = A'_s$ получают из совместного решения системы трех уравнений: уравнения равновесия продольных усилий, моментов и эмпирической зависимости для σ_s (см. подглавы 4.3 и 4.4). Последовательность расчета по этим формулам для элементов из бетона класса В30 и ниже следующая:

1. Определяют

$$\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0} > \xi_R; \quad (18.1)$$

$$\xi = \frac{\alpha_n (1 - \xi_R) + 2\alpha_s \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s} > \xi_R; \quad (18.2)$$

$$\alpha_s = \frac{\alpha_n (e/h_0 - 1 + \alpha_n/2)}{1 - \delta'}; \quad \delta' = a'/h_0. \quad (18.3)$$

2. При $\alpha_s \leq 0$ принимают $A_s = A'_s$ конструктивно по минимальному проценту армирования.

3. При $\alpha_s > 0$ определяют

$$A_s = A'_s = \frac{N}{R_s} \frac{e/h_0 - \xi(1 - \xi/2)/\alpha_n}{1 - \delta'}. \quad (18.4)$$

Характеристики прочности бетона и арматуры. Класс тяжелого бетона В20 и класс арматуры А-III принимают такими же, как и для ригеля.

Комбинации расчетных усилий (для колонны подвала): $\max N = 1600 \text{ кН}$, в том числе от длительных нагрузок $N_l = 1410 \text{ кН}$ и соответствующий момент $M = 12,8 \text{ кН}\cdot\text{м}$, в том числе от длительных нагрузок $M = 10,8 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

мах $M=29,2$ кН·м, в том числе $M_l=22,4$ кН·м и соответствующее загружению 1+2 значение $N=1660-246/2=1537$ кН, в том числе $N_l=1410-172/2=1324$ кН.

Подбор сечений симметричной арматуры $A_s=A'_s$. Выполняют по двум комбинациям усилий и принимают большую площадь сечения. Анализом усилий часто можно установить одну расчетную комбинацию и по ней выполнять подбор сечений арматуры. Здесь приведем расчет по второй комбинации усилий. Рабочая высота сечения $h_0=h-a=30-4=26$ см, ширина $b=30$ см.

Эксцентриситет силы $e_0=M/N=2920/1537=1,9$ см.

Случайный эксцентриситет: $e_0=h/30=30/30=1$ см или $e_0=l_{col}/600=480/600=0,8$ см, но не менее 1 см.

Поскольку эксцентриситет силы $e_0=1,9$ см больше случайного эксцентриситета $e_0=1$ см, его и принимают для расчета статически неопределимой системы.

Находят значение моментов в сечении относительно оси, проходящей через центр тяжести наименее сжатой (растянутой) арматуры. При длительной нагрузке $M_{ll}=M_l+N_l(h/2-a)=22,4+1324\cdot 0,11=168,04$ кН·м; при полной нагрузке $M_1=29,2+1537\cdot 0,11=198$ кН·м.

Отношение $l_0/r=480/8,6=56>14$, где $r=0,289h=8,6$ см — радиус ядра сечения.

Выражение (см. гл. 4) для критической продольной силы при прямоугольном сечении с симметричным армированием $A_s=A'_s$ (без предварительного напряжения) с учетом, что $I_b=r^2A$, $I_s=\mu_1A(h/2-a)^2$; $\mu=2A_s/A$ принимает вид

$$N_{cr} = \frac{6,4E_b A}{l^2} \left[\frac{r^2}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1+\delta} + 0,1 \right) + \alpha\mu_1 \left(\frac{h}{2} - a \right)^2 \right]. \quad (18.5)$$

Расчетную длину колонн многоэтажных зданий при жестком соединении ригелей с колоннами в сборных перекрытиях принимают равной высоте этажа $l_0=l$. В нашем расчете $l_0=l \approx 4,8$ м.

Для тяжелого бетона $\varphi_l=1+M_{ll}/M=1+168,4/198=1,85$. Значение $\delta=e_0/h=1,9/30=0,065 < \delta_{min}=0,5-0,01l_0/h-0,01R_b=0,5-0,01\cdot 480/30-0,01\cdot 10,3=0,56$; принимают $\delta=0,56$. Отношение модулей упругости $\alpha=E_s/E_b=200\,000/27\,000=7,4$.

Задаются коэффициентом армирования $\mu_1=2A_s/A=$

$=0,025$ и вычисляют критическую силу по формуле (18.5)

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot 27\,000 \cdot 30 \cdot 30}{480^2} \left[\frac{8,6^2}{1,85} \times \right. \\ \left. \times \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,56} + 0,1 \right) + 7,4 \cdot 0,025 \cdot 11^2 \right] = 38\,000 \text{ кН.}$$

Вычисляют коэффициент η как

$$\eta = 1/(1 - N/N_{cr}) = 1/(1 - 1537/38\,000) = 1,05$$

Значение e равно $e = e_0 \eta + h/2 = 1,9 \cdot 1,05 + 30/2 - 4 = 13 \text{ см.}$

Определяют граничную относительную высоту сжатой зоны по формуле (2.42):

$$\xi_R = 0,77/[1 + 365/500(1 - 0,77/1,1)] = 0,6,$$

где $\omega = 0,85 - 0,008 \cdot 0,90 \cdot 11,5 = 0,77$.

Вычисляют по формулам (18.1), (18.2), (18.3)

$$\alpha_n = \frac{1\,537\,000}{0,90 \cdot 11,5 \cdot 30 \cdot 26(100)} = 1,9 > \xi_R = 0,6;$$

$$\xi = \frac{1,9(1 - 0,6) + 2 \cdot 1,02 \cdot 0,6}{1 - 0,6 + 2 \cdot 1,02} = 0,82 > 0,6;$$

$$\alpha_s = \frac{1,9(13/26 - 1 + 1,9/2)}{1 - 0,154} = 1,02 > 0;$$

$$\delta' = a'/h_0 = 4/26 = 0,154.$$

Определяют площадь арматуры по формуле (18.4)

$$A_s = A'_s = \frac{1\,537\,000}{365(100)} \frac{13/26 - 0,82(1 - 0,82/2)/1,9}{1 - 0,154} = 12,2 \text{ см}^2.$$

Принято $2\varnothing 28$ А-III с $A_s = 12,32 \text{ см}^2$ (прил. 6); $\mu_1 = 212,32/3030 = 0,027$ — для определения N_{cr} было принято $\mu_1 = 0,025$ — перерасчет можно не делать.

Консоль колонны для опирания ригеля проектируют в соответствии с рекомендацией подглавы 11.2 и рис. 11.17. Опорное давление ригеля $Q = 254 \text{ кН}$ (см. расчет поперечных сил ригеля); бетон класса В20, $R_b = 11,5 \text{ МПа}$; $\gamma_{b2} = 0,90 \text{ МПа}$; арматура класса А-III, $R_s = 365 \text{ МПа}$.

Принимают длину опорной площадки $l = 20 \text{ см}$ при ширине ригеля $l_{bm} = 25 \text{ см}$ и проверяют условие согласно формуле (11.17)

$$\frac{Q}{\psi l b_{bm}} = \frac{254\,000}{0,75 \cdot 20 \cdot 25(100)} = 5,0 \leq R_b.$$

Вылет консоли с учетом зазора 5 см составляет $l_1 = 25$ см, при этом согласно формуле (11.18) расстояние $a = l_1 - l/2 = 25 - 20/2 = 15$ см.

Высоту сечения консоли у грани колонны принимают равной $h = (0,7-0,8)h_{bm} = 0,75 \cdot 60 = 45$ см; при угле наклона сжатой грани $\gamma = 45^\circ$ высота консоли у свободного края $h_1 = 45 - 25 = 20$ см, при этом $h_1 = 20$ см $\approx h/2 = 45/2 = 22,5$ см. Рабочая высота сечения консоли $h_0 = h - a = 45 - 3 = 42$ см. Поскольку $l_1 = 25$ см $< 0,9h_0 = 0,9 \cdot 42 = 37$ см, консоль короткая.

Консоль армируют горизонтальными хомутами $\emptyset 6$ А-I с $A_{sw} = 2 \cdot 0,282 = 0,564$ см², шагом $s = 10$ см (при этом $s < 45/4 = 11,3$ см и $s < 15$ см) и отгибами $2\emptyset 16$ А-III с $A_s = 4,02$ см².

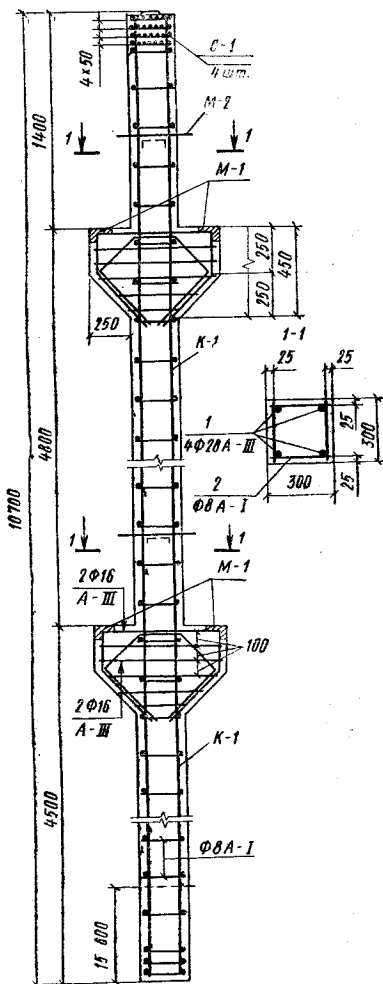
Проверяют прочность сечения консоли по условию (11.19) $\mu_{w1} = A_{sw}/bs = 0,564/30 \cdot 10 = 0,0019$; $\alpha_s = E_s/E_b = 210\,000/27\,000 = 7,8$; $\varphi_{w2} = 1 + 5\alpha_s\mu_{w1} = 1 + 5 \cdot 7,8 \cdot 0,0019 = 1,07$; $\sin^2 \theta = h^2/(h^2 + l_1^2) = 45^2/(45^2 + 25^2) = 0,76$; при этом $0,8\varphi_{w2}R_{bt}l \sin^2 \theta = 0,8 \cdot 1,07 \cdot 0,9 \cdot 11,5 \cdot 30 \cdot 20 \cdot 0,76 \times (100) = 404 \cdot 10^3$ Н. Правая часть условия (11.19) принимается не более $3,5R_{bt}bh_0 = 3,5 \cdot 0,9 \cdot 0,9 \cdot 30 \cdot 42 = 375 \times 10^3$ Н. Следовательно, $Q = 254 \cdot 10^3$ Н $< 375 \cdot 10^3$ Н — прочность обеспечена.

Изгибающий момент консоли у грани колонны по формуле (11.22) $M = Qa = 254 \cdot 0,15 = 38$ Н·м. Площадь сечения продольной арматуры по формуле (11.21) при $\zeta = 0,9$: $A_s = 1,25M/R_{sg}h_0 = 1,25 \cdot 380 \cdot 10^4/365 \cdot 0,9 \cdot 42 \times (100) = 3,5$ см² — принято $2\emptyset 16$ А-III с $A_s = 4,02$ см².

13. Конструирование арматуры колонны

Колонна армируется пространственными каркасами, образованными из плоских сварных каркасов. Диаметр поперечных стержней при диаметре продольной арматуры $\emptyset 28$ мм в подвале и первом этаже здания согласно прил. 9 равен 8 мм; принимают $\emptyset 8$ А-III с шагом $s = 300$ мм по размеру стороны сечения колонны $b = 300$ мм, что менее $20d = 20 \cdot 28 = 560$ мм. Колонну четырехэтажной рамы членят на два элемента длиной в два этажа каждый (см. рис. 18.1). Стык колонн выполняют на ванной сварке выпусков стержней с обетонированием, концы колонн усиливают поперечными сетками согласно рис. 15.10. Армирование колонны изображено на рис. 18.10. Элементы сборной колонны должны быть прове-

Рис. 18.10. Армирование колонны



рены на усилия, возникающие на монтаже от собственного веса с учетом коэффициента динамичности и по сечению в стыке до его обетонирования.

14. Фундаменты колонны

Сечение колонны 30×30 см. Усилия колонны у заделки в фундаменте: 1) $N = 1660$ кН, $M = 12,8/2 =$

$=6,4$ кН·м, эксцентриситет $e_0 = M/N = 0,4$ см; 2) $N = 1537$ кН, $M = 29,2/2 = 14,6$ кН·м, $e_0 = 0,95$ см.

Ввиду относительно малых значений эксцентриситета фундамент колонны рассчитывают как центрально нагруженный. Расчетное усилие $N = 1660$ кН; усредненное значение коэффициента надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,15$, нормативное усилие $N_n = 1660/1,15 = 1450$ кН.

Грунты основания — пески пылеватые средней плотности, маловлажные; расчетное сопротивление грунта $R_0 = 0,25$ МПа; бетон тяжелый класса В12,5; $R_{bt} = 0,66$ МПа; $\gamma_{b2} = 0,9$; арматура класса А-II; $R_s = 280$ МПа. Вес единицы объема бетона фундамента и грунта на его обрезах $\gamma = 20$ кН/м³.

Высоту фундамента предварительно принимают равной $H = 90$ см (кратной 30 см), глубину заложения фундамента $H_1 = 105$ см.

Площадь подошвы фундамента определяют предварительно без поправок R_0 на ее ширину и заложение

$$A = \frac{N}{R_0 - \gamma H_1} = \frac{1450 \cdot 10^3}{0,25 \cdot 10^3 - (20 \cdot 1,05) 10^3} = 6,3 \text{ м}^2.$$

Размер стороны квадратной подошвы $a = \sqrt{6,3} = 2,51$ м. Принимаем размер $a = 2,4$ м (кратным 0,3 м). Давление на грунт от расчетной нагрузки $p = N/A = 1660/2,4 \cdot 2,4 = 290$ кН/м².

Рабочая высота фундамента из условия продавливания по выражению (12.5)

$$h_0 = -\frac{0,3 + 0,3}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{1660}{0,4 \cdot 0,66 \cdot 10^3 + 290}} = 0,52 \text{ м}.$$

Полную высоту фундамента устанавливают из условий: продавливания — $H = 52 + 4 = 56$ см; заделки колонны в фундаменте — $H = 1,5h_{col} + 25 = 1,5 \cdot 30 + 25 = 70$ см; анкеровки сжатой арматуры колонны $\varnothing 28$ А-III в бетоне колонны класса В20 — $H = 24d + 25 = 24 \cdot 28 + 25 = 92$ см.

Принимают окончательно без перерасчета фундамент высотой $H = 90$ см, $h_0 = 86$ см — трехступенчатый (рис. 18.11). Толщина дна стакана $20 + 5 = 25$ см.

Проверяют, отвечает ли рабочая высота нижней ступени фундамента $h_{02} = 30 - 4 = 26$ см условию прочности по поперечной силе без поперечного армирования в наклонном сечении, начинающемся в сечении III—III. Для единицы ширины этого сечения ($b = 100$ см) $Q =$

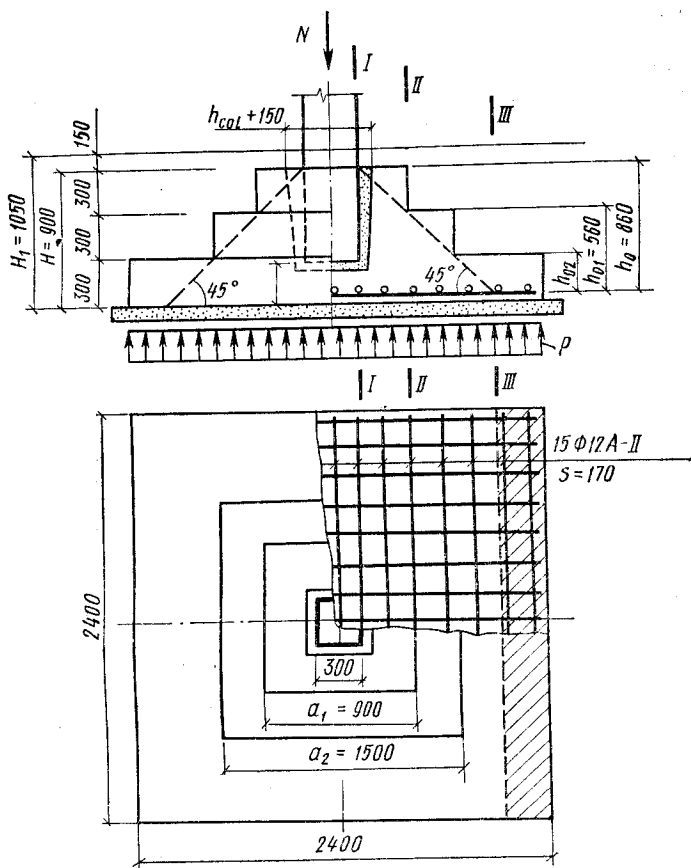


Рис. 18.11. Фундамент средней колонны

$= 0,5(a - h_{col} - 2h_0)p = 0,5(2,4 - 0,3 - 0,86)290 = 55 \text{ кН}$;
 при $c = 2,5h_0$ по формуле (3.77) $Q = 0,6\gamma_{b2}R_{bt}h_{02}b = 0,6 \times$
 $\times 0,9 \cdot 0,66 \cdot 26 \cdot 100(100) = 92\,000 \text{ Н} > 55\,000 \text{ Н}$ — условие
 прочности удовлетворяется.

Расчетные изгибающие моменты в сечениях I—I
 и II—II по формулам (12.7):

$$M_I = 0,125p(a - h_{col})^2 b = 0,125 \cdot 290(2,4 - 0,3)^2 \cdot 2,4 = 375 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{II} = 0,125p(a - a_1)^2 b = 0,125 \cdot 290(2,4 - 0,9)^2 \cdot 2,4 = 196 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

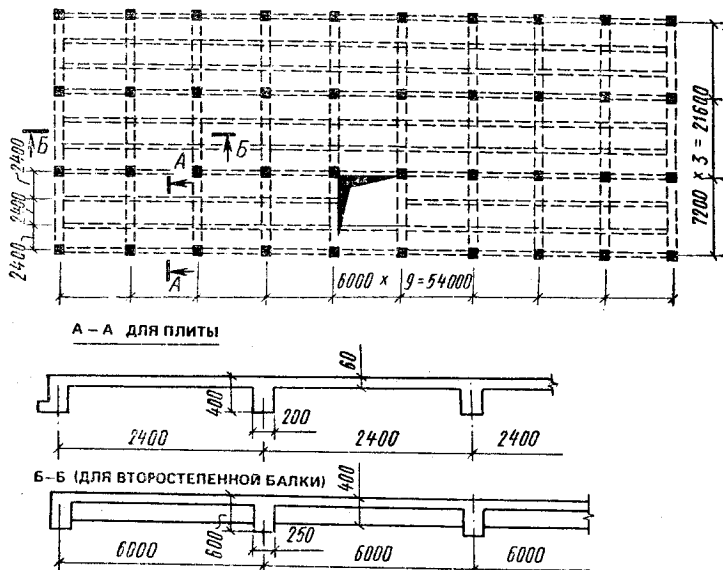


Рис. 18.12. Конструктивный план монолитного ребристого перекрытия

Площадь сечения арматуры

$$A_{sI} = M_I / 0,9h_0 R_s = 375 \cdot 10^5 / 0,9 \cdot 86 \cdot 280 (100) = 17,4 \text{ см}^2;$$

$$A_{sII} = M_{II} / 0,9h_0 R_s = 196 \cdot 10^5 / 0,9 \cdot 56 \cdot 280 (100) = 13,9 \text{ см}^2.$$

Принимают нестандартную сварную сетку с одинаковой в обоих направлениях рабочей арматурой из стержней $15\text{Ø}12$ А-II с шагом $s=17$ см ($A_s=16,96$ см²). Процент армирования расчетных сечений

$$\mu_I = A_{sI} 100 / b_I h_0 = 16,96 \cdot 100 / 90 \cdot 86 = 0,22\%;$$

$$\mu_{II} = A_{sII} 100 / b_{II} h_0 = 16,96 \cdot 100 / 150 \cdot 56 = 0,20\%,$$

что больше $\mu_{\min}=0,05\%$.

Расчет по раскрытию трещин ведется по данным гл. 7.

15. Конструктивная схема монолитного перекрытия

Монолитное ребристое перекрытие компонуют с поперечными главными балками и продольными второстепенными балками (рис. 18.12). Второстепенные балки размещаются по осям колонн и в третях пролета главной

балки, при этом пролеты плиты между осями ребер равны $7,2/3=2,4$ м.

Предварительно задаются размером сечения балок: главная балка $h=l/12=720/12=60$ см; $b=25$ см; второстепенная балка $h=l/15=600/15=40$ см, $b=20$ см.

16. Многопролетная плита монолитного перекрытия

Расчетный пролет и нагрузки. Расчетный пролет плиты равен расстоянию в свету между гранями ребер $l_0=2,4-0,2=2,2$ м, в продольном направлении $l_0=6-0,25=5,75$ м. Отношение пролетов $5,75/2,2=2,6 > 2$ — плиту рассчитывают как работающую по короткому направлению. Принимают толщину плиты 6 см.

Подсчет нагрузок на 1 м^2 перекрытия приведен в табл. 18.4.

18.4. Нагрузка на 1 м^2 перекрытия

Нагрузка	Нормативная нагрузка, Н/м^2	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, Н/м^2
Постоянная: от собственного веса плиты, $\delta=60$ мм; $\rho=2500 \text{ кг/м}^3$; то же слоя цементного раствора, $\delta=20$ мм; $\rho=220 \text{ кг/м}^3$; то же керамических плиток, $\delta=13$ мм; $\rho=1800 \text{ кг/м}^3$	1500	1,1	1650
	440	1,3	570
	230	1,1	253
Временная	5000	1,2	$g=2470$ $v=6000$

Полная расчетная нагрузка $g+v=2470+6000=8470 \text{ Н/м}^2$.

Для расчета многопролетной плиты выделяют полосу шириной 1 м, при этом расчетная нагрузка на 1 м длины плиты 8470 Н/м^2 . С учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n=0,95$ нагрузка на 1 м — $8470 \times 0,95=8000 \text{ Н/м}$.

Изгибающие моменты определяют как для многопролетной плиты с учетом перераспределения моментов в соответствии с рекомендациями подглавы 11.3:

в средних пролетах и на средних опорах

$$M = (g + v)l_0^2/16 = 8000 \cdot 2,2^2/16 = 2000 \text{ Н} \cdot \text{м};$$

в первом пролете и на первой промежуточной опоре

$$M = (g + v) l_0^2 / 11 = 8000 \cdot 2,2^2 / 11 = 3500 \text{ Н}\cdot\text{м}.$$

Средние пролеты плиты окаймлены по всему контуру монолитно связанными с ними балками и под влиянием возникающих распоров изгибающие моменты уменьшаются на 20 %, если $h/l \geq 1/30$. При $6/220 = 1/37 < 1/30$ условие не соблюдается.

Характеристика прочности бетона и арматуры. Бетон тяжелый класса В15; призмная прочность $R_b = 8,5$ МПа (см. прил. 1), прочность при осевом растяжении $R_{bt} = 0,75$ МПа. Коэффициент условий работы бетона $\gamma_{b2} = 0,90$. Арматура — проволока класса Вр-1 диаметром 4 мм в сварной рулонной сетке, $R_s = 370$ МПа.

Подбор сечений продольной арматуры. В средних пролетах и на средних опорах $h_0 = h - a = 6 - 1,2 = 4,8$ см;

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{200\,000}{0,90 \cdot 8,5 \cdot 100 \cdot 4,8^2 (100)} = 0,114.$$

По табл. 3.1 находим значение $\zeta = 0,84$.

$$A_s = \frac{M}{R_s \zeta h_0} = \frac{200\,000}{370 \cdot 0,84 \cdot 4,8 (100)} = 1,20 \text{ см}^2;$$

принимают $10\varnothing 4$ Вр-1 с $A_s = 126 \text{ см}^2$ (см. прил. 6) и соответствующую рулонную сетку марки $\frac{4\text{Вр1-100}}{4\text{Вр-2200}} 2940 \times \times L \frac{c}{20}$ по сортаменту прил. 7.

В первом пролете и на первой промежуточной опоре $h_0 = 4,4$ см

$$\alpha_m = 350\,000 / 0,9 \cdot 8,5 \cdot 100 \cdot 4,4^2 (100) = 0,25; \quad \zeta = 0,85;$$

$$A_s = 350\,000 / 370 \cdot 0,85 \cdot 4,4 (100) = 2,55 \text{ см}^2$$

Принимают две сетки — основную и той же марки дорборную с общим числом $20\varnothing 4$ Вр-1 и $A_s = 2,52 \text{ см}^2$.

Армирование плиты выполняют в соответствии с рис. 11.23, б.

17. Многопролетная второстепенная балка

Расчетный пролет и нагрузки. Расчетный пролет равен расстоянию в свету между главными балками $l_0 = 6 - 0,25 = 5,75$ м.

Расчетные нагрузки на 1 м длины второстепенной балки:

постоянная:

собственного веса плиты и пола $2,470 \cdot 2,4 = 5,9$ кН/м

то же балки сечением $0,2 \times 0,34$ ($\rho = 250$ кг/м³) $1,85$ кН/м

$\gamma_f = 1,1$ $g = 7,75$ кН/м

с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n = 0,95$ $g = 7,75 \cdot 0,95 = 7,3$ кН/м

временная с учетом $\gamma_n = 0,95$ $v = 6 \cdot 2,4 \cdot 0,95 = 13,7$ кН/м

полная нагрузка $g + v = 7,3 + 13,7 = 21$ кН/м

Расчетные усилия. Изгибающие моменты определяют как для многопролетной балки с учетом перераспределения усилий в соответствии с подглавой 11.3. В первом пролете $M = (g + v)l_0^2/11 = 21 \cdot 5,75^2/11 = 63$ кН·м. На первой промежуточной опоре $M = (g + v)l_0^2/14 = 21 \times 5,75^2/14 = 49,5$ кН·м. В средних пролетах и на средних опорах $M = (g + v)l_0^2/16 = 43,5$ кН·м.

Отрицательные моменты в средних пролетах определяют по огибающей эпюре моментов (см. рис. 11.22); они зависят от отношения временной нагрузки к постоянной v/g . В расчетном сечении в месте обрыва надпорной арматуры отрицательный момент при $v/g \leq 3$ можно принять равным 40 % момента на первой промежуточной опоре. Тогда отрицательный момент в среднем пролете $M = 0,4 \cdot 43,5 = 17,4$ кН·м. Поперечные силы: на крайней опоре $Q = 0,4(g + v)l_0 = 0,4 \cdot 21 \cdot 5,75 = 48,2$ кН; на первой промежуточной опоре слева $Q = 0,6 \cdot 21 \cdot 5,75 = 72,2$ кН; на первой промежуточной опоре справа $Q = 0,5 \cdot 21 \times 5,75 = 60,5$ кН.

Характеристики прочности бетона и арматуры. Бетон, как и для плиты, класса В15. Арматура продольная класса А-III с $R_s = 365$ МПа, поперечная — класса Вр-I диаметром 5 мм с $R_s = 260$ МПа.

Определение высоты сечения балки. Высоту сечения подбирают по опорному моменту при $\xi = 0,35$, поскольку на опоре момент определяют с учетом образования пластического шарнира. По табл. 3.1 при $\xi = 0,35$ находят $\alpha_m = 0,289$. На опоре момент отрицательный — полка ребра в растянутой зоне (см. рис. 18.12). Сечение работает как прямоугольное с шириной ребра $b = 20$ см. Вычисляют

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m R_b b}} = \sqrt{\frac{4\,950\,000}{0,289 \cdot 0,90 \cdot 8,5 \cdot 20 (100)}} = 34,5 \text{ см.}$$

$h = h_0 + a = 34,5 + 3,5 = 38$ см, принимаем $h = 40$ см, $b = 20$ см, тогда $h_0 = 40 - 3,5 = 36,5$ см.

В пролетах сечение тавровое — полка в сжатой зоне. Расчетная ширина полки при $h'_j/h = 6/40 = 0,15 > 0,1$ равна: $l/3 = 600/3 = 200$ см.

Расчет прочности по сечениям, нормальным к продольной оси.

Сечение в первом пролете — $M = 63$ кН·м;

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b'_j h_0^2} = \frac{6\,300\,000}{0,90 \cdot 85 \cdot 200 \cdot 36,5^2 (100)} = 0,023.$$

По табл. 3.1 $\xi = 0,03$; $x = \xi h_0 = 0,03 \cdot 36,5 = 1,1$ см < 6 см; нейтральная ось проходит в сжатой полке, $\zeta = 0,99$;

$$A_s = \frac{M}{R_s h_0 \zeta} = \frac{6\,300\,000}{365 \cdot 36,5 \cdot 0,99 (100)} = 4,8 \text{ см}^2.$$

Принято $2\varnothing 18$ А-III с $A_s = 5,09$ см².

Сечение в среднем пролете — $M = 43,5$ кН·м.

$$A_s = 4\,350\,000 / 365 \cdot 36,5 \cdot 0,99 (100) = 3,3 \text{ см}^2;$$

принято $2\varnothing 16$ А-III с $A_s = 4,02$ см².

На отрицательный момент $M = 17,4$ кН·м сечение работает как прямоугольное

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2} = \frac{1\,740\,000}{0,90 \cdot 8,5 \cdot 20 \cdot 36,5^2 (100)} = 0,09.$$

По табл. 3.1 $\zeta = 0,95$;

$$A_s = 1\,740\,000 / 365 \cdot 36,5 \cdot 0,95 (100) = 1,38 \text{ см}^2.$$

Принято $2\varnothing 10$ А-III с $A_s = 1,57$ см².

Сечение на первой промежуточной опоре — $M = 49,5$ кН·м. Сечение работает как прямоугольное:

$$\alpha_m = 4\,950\,000 / 0,9 \cdot 8,5 \cdot 20 \cdot 36,5^2 = 0,26; \quad \xi = 0,31; \quad \zeta = 0,85;$$

$$A_s = 4\,950\,000 / 365 \cdot 36,5 \cdot 0,85 (100) = 4,3 \text{ см}^2.$$

Принято $6\varnothing 10$ А-III с $A_s = 4,71$ см² — две гнутые сетки по $3\varnothing 10$ А-III в каждой.

Сечение на средних опорах — $M = 43,5$ кН·м.

$$\alpha_m = 4\,350\,000 / 0,9 \cdot 8,5 \cdot 20 \cdot 36,5^2 (100) = 0,23; \quad \zeta = 0,87;$$

$$A_s = 4\,350\,000 / 365 \cdot 36,5 \cdot 0,87 (100) = 3,75 \text{ см}^2.$$

Принято $5\varnothing 10$ А-III с $A_s = 3,92$ см².

Расчет прочности второстепенной балки по сечениям, наклонным к продольной оси, $Q = 72,2$ кН.

Диаметр поперечных стержней устанавливают из ус-

ловия сварки с продольными стержнями $d=18$ мм и принимают $d_{sw}=5$ мм класса Вр-I (прил. 9), $R_{sw}=260$ МПа (с учетом γ_{s1} и γ_{s2}). Число каркасов — два, $A_{sw}=2 \cdot 0,196=0,392$ см².

Шаг поперечных стержней по конструктивным условиям $s=h/2=40/2=20$ см, но не более 15 см. Для всех приопорных участков промежуточных и крайней опор балки принят шаг $s=15$ см. В средней части пролета $\approx l/2$ шаг $s=(3/4)h=3/4 \cdot 40=30$ см.

Расчет ведут по формулам подглавы 3.3. Вычисляем $q_{sw}=R_{sw}A_{sw}/s=260 \cdot 0,392(100)/15=680$ Н/см; влияние свесов сжатой полки $\varphi_f=0,75(3h'_1)h'_1/bh_0=0,75 \cdot 3 \cdot 6 \times 6/20 \cdot 36,5=0,11 < 0,5$; $Q_{bmin}=\varphi_{b3}(1+\varphi_f)R_{bf}bh_0=0,6 \times 1,11 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot 20 \cdot 36,5(100)=32 \cdot 10^3$ Н; условие $q_{sw}=680$ Н/см $> Q_{bmin}/2h_0=\frac{32 \cdot 10^3}{2 \cdot 36,5}=397$ Н/см удовлетворяется.

Требование $s_{max}=\varphi_{b4}R_{bt}bh_0^2/Q_{max}=1,5 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot 20 \times 36,5^2(100)/72,2 \cdot 10^3=37$ см $> s=15$ см — удовлетворяется. При расчете прочности вычисляют $M_b=\varphi_{b2}(1+\varphi_f)R_{bt}bh_0^2=2 \cdot 1,11 \cdot 0,9 \cdot 0,75 \cdot 20 \cdot 36,5^2(100)=400 \times 10^4$ Н·см; $q_1=g+v/2=7,3+13,7/2=14,15$ кН/м $=141,5$ Н/см $< 0,56 q_w=0,56 \cdot 680=380$ Н/см. В связи с этим вычисляют значение c по формуле $c=\sqrt{M_b/q_1}=\sqrt{400 \cdot 10^4/141,5}=168 > 3,33$ $h_0=3,33 \cdot 36,5=122$ см; принимают $c=122$ см.

Тогда $Q_b=M_b/c=400 \cdot 10^4/122=32,8 \cdot 10^3$ Н $> Q_{bmin}=32 \cdot 10^3$ Н. Поперечная сила в вершине наклонного сечения $Q=Q_{max}-q_1c=72,2 \cdot 10^3-141,5 \cdot 122=54,9 \cdot 10^3$ Н. Длина проекции расчетного наклонного сечения $c_0=\sqrt{M_b/q_{sw}}=\sqrt{400 \cdot 10^4/680}=77$ см $> 2h_0=2 \cdot 36,5=73$ см; принимают $c=73$ см. Вычисляют $Q_{sw}=q_{sw}c_0=680 \cdot 73=49 \cdot 10^3$ Н.

Условие прочности $Q_b+Q_{sw}=32,8 \cdot 10^3+49 \cdot 10^3=81,8 \times 10^3$ Н $> Q=54,9 \cdot 10^3$ — обеспечивается.

Проверка по сжатой наклонной полосе: $\mu=A_{sw}/bs=0,392/20 \cdot 15=0,0013$; $\alpha=E_s/E_b=170\,000/23\,000=7,4$; $\varphi_{w1}=1+5\alpha\mu=1+5 \cdot 7,4 \cdot 0,0013=1,05$; $\varphi_{b1}=1-0,01 R_b=1-0,01 \cdot 0,90 \cdot 8,5=0,92$. Условие $Q=72\,200$ Н $< 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_bbh=0,3 \cdot 1,05 \cdot 0,92 \times 0,85 \cdot 8,5 \cdot 20 \cdot 36,5(100)=150\,000$ Н — удовлетворяется.

Армирование второстепенной балки выполняют в соответствии с рис. 11.24.

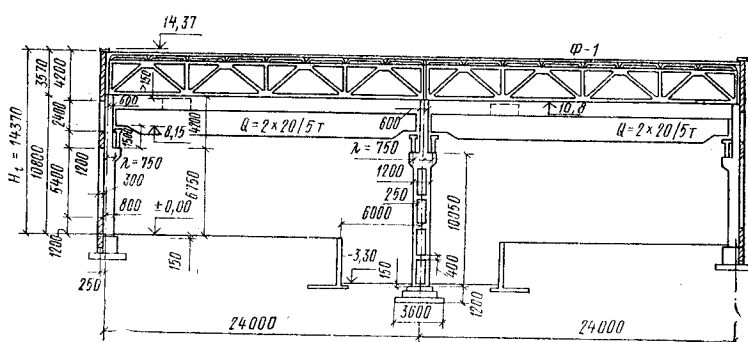


Рис. 18.13. Конструктивная схема поперечной рамы

Пример 2. Проектирование конструкции поперечной рамы одноэтажного промышленного здания

1. Общие данные

Здание отапливаемое, двухпролетное с открытым тоннелем в средней части пролета глубиной 3,3 м согласно конструктивной схеме рис. 18.13. Пролеты здания 24 м, шаг колонн 12 м, длина температурного блока 72 м. Мостовые краны группы режима работы 6К, грузоподъемностью 20/5 т в каждом пролете. Снеговая нагрузка по III географическому району, ветровая нагрузка для II района, местность открытая, средняя скорость ветра за три наиболее холодных месяца $v = 4$ м/с. Кровля рулонная, плотность утеплителя 400 кг/м^3 , толщина 10 см.

2. Компоновка поперечной рамы

В качестве основной несущей конструкции покрытия выбирают железобетонные фермы с параллельными поясами пролетом 24 м с предварительно напряженным нижним растянутым поясом и первым восходящим сжатым раскосом. При малоуклонной кровле создаются возможности механизации производства кровельных работ, что дает экономию материалов и снижает трудоемкость работ. Устройство фонарей не предусмотрено, цех оборудуется лампами дневного света. Плиты покрытия предварительно напряженные железобетонные ребристые раз-

мером 3×12 м. Подкрановые балки железобетонные предварительно напряженные высотой 1,4 м. Наружные стены панельные навесные, опирающиеся на опорные столики колонн на отметке 6,6 м. Стеновые панели и остекление ниже отметки 6,6 м также навесные, опирающиеся на фундаментную балку. Крайние колонны проектируют сплошными прямоугольного сечения, ступенчатыми; средние колонны при полной высоте здания в средней части более 12 м — сквозными двухветвевыми.

Отметка кранового рельса 8,15 м. Высота кранового рельса 150 мм.

Колонны крайних рядов имеют длину от обреза фундамента до верха подкрановой консоли $H_1 = 8,15 - (1,4 + 0,15) + 0,15 = 6,75$ м; от верха подкрановой консоли до низа стропильной конструкции — в соответствии с габаритом мостового крана, согласно стандарту на мостовые краны; высотой подкрановой балки, рельса, размером зазора $H_2 = 2,4 + (1,4 + 0,15) + 0,15 = 4,1$ м.

Окончательно принимаем $H_2 = 4,2$ м, что отвечает модулю кратности 1,2 м для длины от нулевой отметки до низа стропильной конструкции.

При этом полная длина $H = H_1 + H_2 = 4,2 + 6,75 = 10,95$ м.

Колонна средних рядов имеет длину от обреза фундамента до верха подкрановой консоли $H = 8,15 + 3,3 - (1,4 + 0,15) + 0,15 = 10,05$ м; от верха подкрановой консоли до низа стропильной конструкции $H_2 = 4,2$ м. Полная длина колонны $H = 10,05 + 4,2 = 14,25$ м.

Привязку крайних колонн к разбивочным осям при шаге 12 м, кране грузоподъемностью 20 т (< 30 м) при длине 10,95 м ($< 16,2$ м) принимают 250 мм.

Соединение колонн с фермами выполняется сваркой закладных деталей и в расчетной схеме поперечной рамы считается шарнирным (рис. 18.14).

Размеры сечений колонны установлены в соответствии с рекомендациями гл. 13.

Для крайней колонны в подкрановой части $h = (1/10) H_1 = 675/10 = 67,5$ см, принимают 80 см; $b = 50$ см (при шаге 12 м); в надкрановой части из условия опирания фермы $h = 60$ см, $b = 50$ см (рис. 18.15).

Для средней двухветвевой колонны в подкрановой части общую высоту сечения можно назначать так, чтобы ось ветви совпадала с осью подкранового пути. Если принять высоту сечения одной ветви 25 см и учесть, что

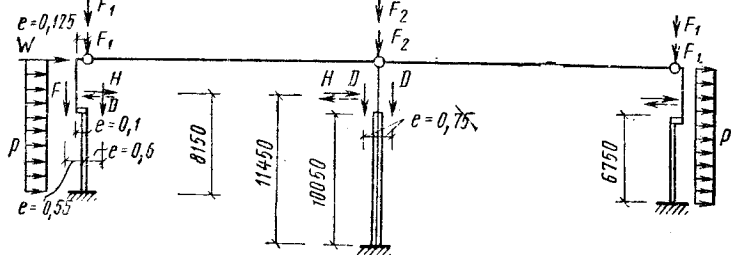


Рис. 18.14. Расчетная схема поперечной рамы

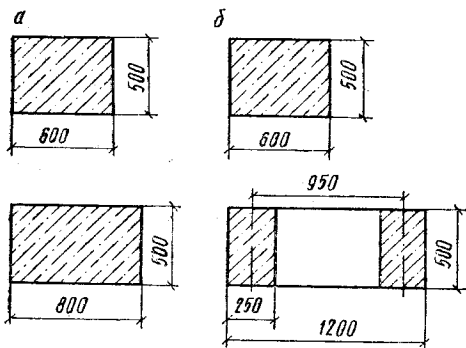


Рис. 18.15. Компоновка сечений колонн

a — крайней колонны;
б — средней колонны

$2\lambda = 2 \cdot 75 = 150$ см, то $h = 150 + 25 = 175$ см. Однако при кранах грузоподъемностью до 20...30 т и отметке головки кранового рельса до 10...12 м в целях уменьшения общей высоты сечения колонны можно допускать смещение оси подкрановой балки с оси ветви. Принимают высоту сечения колонн $h = 120$ см. Назначают ширину сечения $b = 1/20H = 1005/20 = 50,25 \approx 50$ см. проверяют условие $b = 1/30H = 1425/30 = 47,5 < 50$ см.

В надкрановой части из условия опирания на колонну двух ферм (без устройства консолей) принимают $h = 60$ см; $b = 50$ см (см. рис. 18.15).

3. Определение нагрузок на раму

Постоянная нагрузка. Нагрузка от веса покрытия приведена в табл. 18.5.

Расчетное опорное давление фермы: от покрытия $3,45 \cdot 12 \cdot 24/2 = 496,8$ кН; от фермы $(120/2)1,1 = 66$ кН, где 1,1 — коэффициент надежности по нагрузке γ_f .

18.5. Нагрузка от веса покрытия

Собственный вес	Нормативная нагрузка, Н/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке	Расчетная нагрузка, Н/м ²
Железобетонных ребристых плит покрытия размером в плане 3×12 м с учетом заливки швов	2050	1,1	2255
Обмазочной пароизоляции	50	1,3	65
Утеплителя (готовые плиты)	400	1,2	480
Асфальтовой стяжки толщиной 2 см	350	1,3	455
Рулонного ковра	150	1,3	195
Итого	—	—	3450

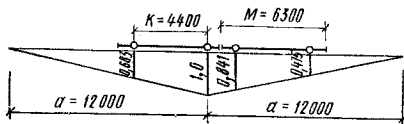
Расчетная нагрузка от веса покрытия с учетом коэффициента надежности по назначению здания $\gamma_n < 0,95$: на крайнюю колонну $F_1 = (496,8 + 66)0,95 = 534,66$ кН на среднюю $F_2 = 2F_1 = 1069,32$ кН.

Расчетная нагрузка от веса стеновых панелей и остекления, передаваемая на колонну выше отметки 6,6 м $F(g_1 \Sigma h + g_2 h) a \gamma_f \gamma_n = (2,5 \cdot 5,4 + 0,4 \cdot 2,4) 12 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 181,33$ кН; то же, передаваемая непосредственно на фундаментную балку, $F = (2,5 \cdot 1,2 + 0,4 \cdot 5,4) 12 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 64,71$ кН, где $g_1 = 2,5$ кН/м² — вес 1 м² стеновых панелей; Σh — суммарная высота полос стеновых панелей выше отметки 6,6 м; $g_2 = 0,4$ кН/м² — вес 1 м² остекления; h — высота остекления.

Расчетная нагрузка от веса подкрановых балок $F = G_n \gamma_f \gamma_n = 115 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 120,2$ кН где $G_n = 115$ кН — вес подкрановой балки.

Расчетная нагрузка от веса колонн. Крайние колонны: надкрановая часть $F = 0,5 \cdot 0,6 \cdot 4,2 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 32,9$ кН; подкрановая часть $F = 0,5 \cdot 0,8 \cdot 6,75 \times 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 70,54$ кН. Средние колонны соответственно: $F = 0,5 \cdot 0,6 \cdot 4,2 \cdot 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 32,9$ кН; $F = [0,5 \cdot 0,25 \times 10,05 \cdot 2 + (0,9 + 3 \cdot 0,4) 0,5 (1,2 - 2 \cdot 0,25)] 25 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 84,84$ кН.

Временные нагрузки. Снеговая нагрузка. Вес снегового покрова на 1 м² площади горизонтальной проекции покрытия для III района, согласно главе СНиП 2.01.07—85 «Нагрузки и воздействия», $s_0 = 1,0$ кПа = 1000 Н/м². Так как уклон кровли 3% < 12%, средняя скорость ветра за три наиболее холодных месяца $v =$



$v = 4 \text{ м/с} > 2 \text{ м/с}$ снижают коэффициент перехода $\mu = 1$ умножением на коэффициент $k = 1,2 - 0,1 v = 1,2 - 0,1 \cdot 4 = 0,8$, т. е. $k\mu = 1 \cdot 0,8 = 0,8$. Расчетная снеговая нагрузка при $k\mu = 0,8$, $\gamma_f = 1,4$, $\gamma_n = 0,95$; на крайние колонны $F = s_0 k \mu \alpha (l/2) \gamma_f \gamma_n = 1 \cdot 0,8 \cdot 12 \cdot 24/2 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 153,2 \text{ кН}$; на средние колонны $F = 2 \cdot 153,2 = 306,4 \text{ кН}$.

Крановые нагрузки. Вес поднимаемого груза $Q = 200 \text{ кН}$. Пролет крана $24 - 2 \cdot 0,85 = 22,5 \text{ м}$. Согласно стандарту на мостовые краны база крана $M = 630 \text{ см}$, расстояние между колесами $K = 440 \text{ см}$, вес тележки $G_n = 8,5 \text{ кН}$, $F_{n,\max} = 220 \text{ кН}$, $F_{n,\min} = 60 \text{ кН}$. Расчетное максимальное давление на колесо крана при $\gamma_f = 1,1$: $F_{\max} = F_{n,\max} \gamma_f \gamma_n = 220 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 229,9 \text{ кН}$, $F_{\min} = 60 \times 1,1 \cdot 0,95 = 62,7 \text{ кН}$. Расчетная поперечная тормозная сила на одно колесо

$$H_{\max} = \frac{Q + G_n}{20} 0,5 \gamma_f \gamma_n = \frac{200 + 85}{20} 0,5 \cdot 1,1 \cdot 0,95 = 7,45 \text{ кН}.$$

Вертикальная крановая нагрузка на колонны от двух сближенных кранов с коэффициентом сочетаний $\gamma_i = 0,85$; $D_{\max} = F_{\max} \gamma_i \Sigma y = 229,9 \cdot 0,85 \cdot 2,95 = 576,47 \text{ кН}$; $D_{\min} = 62,7 \cdot 0,85 \cdot 2,95 = 157,22 \text{ кН}$, где $\Sigma y = 2,95$ — сумма ординат линии влияния давления двух подкрановых балок на колонну (рис. 18.16); то же от четырех кранов на среднюю колонну с коэффициентом сочетаний $\gamma_i = 0,7$ равна $2D_{\max} = 2 \cdot 229,9 \cdot 0,7 \cdot 2,95 = 949,49 \text{ кН}$.

Горизонтальная крановая нагрузка на колонну от двух кранов при поперечном торможении $H = H_{\min} \gamma_i \Sigma y = 7,45 \cdot 0,85 \cdot 2,95 = 18,7 \text{ кН}$.

Ветровая нагрузка. Нормативное значение ветрового давления по главе СНиП 2.01.07—85 «Нагрузки и воздействия» для I района, местности типа А $w_0 = 0,23 \text{ кПа}$ (230 Н/м^2). При условии $H/2l = 14,37 / (2 \times 24) = 0,299 < 0,5$ значение аэродинамического коэффициента для наружных стен принято: с наветренной стороны $c_e = 0,8$, с подветренной $c_e = -0,5$.

Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки w_m с наветренной стороны равно: для части

здания высотой до 5 м от поверхности земли при коэффициенте, учитывающем изменение ветрового давления по высоте, $k = 0,75$ $w_{m1} = n_0 k c_e = 230 \cdot 0,75 \cdot 0,8 = 138$ Н/м²; то же высотой до 10 м при $k = 1,0$ $w_{m2} = 230 \cdot 1 \cdot 0,8 = 184$ Н/м²; то же высотой до 20 м при $k = 1,25$ $w_{m2} = 230 \cdot 1,25 \cdot 0,8 = 230$ Н/м².

На высоте 14,37 м в соответствии с линейной интерполяцией с наветренной стороны $w_{m4} = w_{m2} + [(w_{m3} - w_{m2})/10](H_t - 10) = 184 + [(230 - 184)/10](14,37 - 10) = 204$ Н/м², то же на высоте 10,8 м $w_{m5} = 184 + [(230 - 184)/10](10,8 - 10) = 188$ Н/м².

Переменную по высоте ветровую нагрузку с наветренной стороны заменяют равномерно распределенной, эквивалентной по моменту в заделке консольной балки длиной 10,8 м

$$w_m = \frac{2M_{act}}{H_0^2} = \left\{ 2 \left[\frac{138 \cdot 5^2}{2} + \frac{138 + 184}{2} (10 - 5) \left(\frac{10 - 5}{2} + 5 \right) + \frac{184 + 188}{2} (10,8 - 10) \left(\frac{10,8 - 10}{2} + 10 \right) \right] \right\} / 10,8^2 = 159,6 \text{ Н/м}^2.$$

С подветренной стороны $w_{ms} = (c_{13}/c_i) w_m = (0,5/0,8) \times 159,6 = 100$ Н/м². Расчетная равномерно распределенная ветровая нагрузка на колонны до отметки 10,8 м при коэффициенте надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,4$, коэффициенте надежности по назначению $\gamma_n = 0,95$: с наветренной стороны $p = w_m a \gamma_f \gamma_n = 159,6 \cdot 12 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 2547,2$ Н/м; с подветренной стороны $p_s = 100 \cdot 12 \cdot 1,4 \cdot 0,95 = 1596,0$ Н/м.

Расчетная сосредоточенная ветровая нагрузка выше отметки 10,8 м

$$W = \frac{w_{m4} + w_{m5}}{2} (H_1 - H_0) a \gamma_f \gamma_n (c_e + c_{es}) = \frac{0,204 + 0,188}{2} (14,37 - 10,8) 12 \cdot 1,4 \cdot 0,95 (0,8 + 0,5) = 14,5 \text{ кН}.$$

4. Определение усилий в колоннах рамы

Общие положения. Расчет рамы выполняют методом перемещений по данным подглавы 13.2. Неизвестным является Δ_1 — горизонтальное перемещение верха колонны. Основная система содержит горизонтальную связь, препятствующую этому перемещению (рис. 18.17, а).

Каноническое уравнение метода перемещений имеет

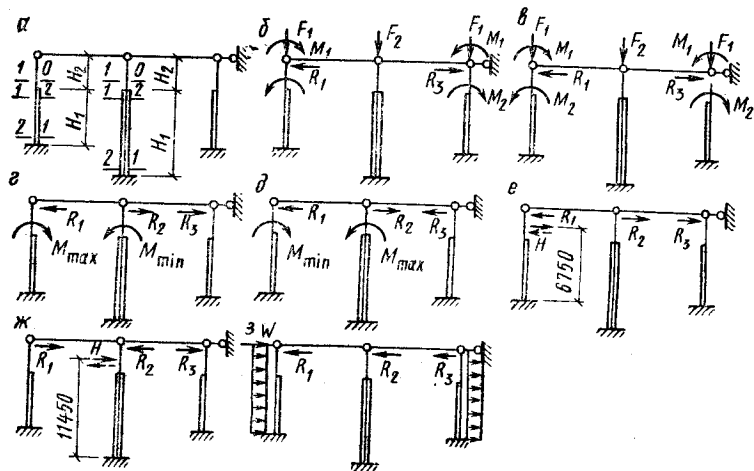


Рис. 18.17. К определению реакций в колоннах от нагрузок

ВИД

$$c_{dim} r_{11} \Delta_1 + R_{1p} = 0,$$

где R_{1p} — реакция верха колонн от внешнего воздействия; c_{dim} — коэффициент, учитывающий пространственный характер работы каркаса здания.

Постоянная, снеговая, ветровая нагрузки действуют одновременно на все рамы температурного блока, при этом пространственный характер работы каркаса не проявляется, $c_{dim} = 1$. Крановая же нагрузка приложена только к нескольким рамам блока, однако благодаря жесткому диску покрытия в работу вовлекаются все рамы блока, проявляется пространственная работа, $c_{dim} > 1$.

Подвергают основную систему единичному перемещению $\Delta_1 = 1$ и вычисляют реакции верхнего конца сплошной и двухветвевой колонн R_{Δ} по формулам прил. 12.

Для сплошной крайней колонны: $\alpha = a/l = 4,2/10,95 = 0,384$, где $a = H_2 = 4,2$ м, $l = H = 10,95$ м; $k = \alpha^3 (I_1/I_2 - 1) = 0,384^3 (213 \cdot 10^4/90 \cdot 10^4 - 1) = 0,08$, где $I_1 = (50 \times 80^3)/12 = 213 \cdot 10^4$ см⁴; $I_2 = (50 \cdot 60^3)/12 = 90 \cdot 10^4$ см⁴; $k_1 = 0$

$$R_{\Delta} = \frac{3E_b I_1}{l^3 (1 + k + k_1)} = \frac{3 \cdot 213 \cdot 10^4 E_b}{1095^3 (1 + 0,08)} = 4,51 \cdot 10^{-3} E_b.$$

Для средней двухветвевой колонны при числе панелей $n=4$

$$\alpha = 4,2/14,25 = 0,295; \quad k = 0,295^3 \left(\frac{564,06 \cdot 10^4}{90 \cdot 10^4} - 1 \right) = 0,135,$$

$$\text{где } I_1 = 2bh(c/2)^2 = 2 \cdot 50 \cdot 25(95/2)^2 = 564,06 \cdot 10^4 \text{ см}^4;$$

$$I_2 = 50 \cdot 60^3/12 = 90 \cdot 10^4 \text{ см}^4;$$

$$k_1 = \frac{(1-\alpha)^3 I_1}{8n^2 I_3} = \frac{(1-0,295)^3 \cdot 564,06 \cdot 10^4}{8 \cdot 4^2 \cdot 6,51 \cdot 10^4} = 0,237,$$

$$\text{где } I_3 = 50 \cdot 25^3/12 = 6,51 \cdot 10^4 \text{ см}^4;$$

$$R_\Delta = \frac{3E_b I_1}{l^3(1+k+k_1)} = \frac{3 \cdot 564,06 \cdot 10^3 E_b}{1425^3(1+0,135+0,237)} = 4,26 \cdot 10^{-3} E_b.$$

$$\text{Суммарная реакция } r_{11} = \Sigma R_\Delta = (2 \cdot 4,51 \cdot 10^{-3} + 4,26 \times 10^{-3}) E_b = 13,28 \cdot 10^{-3} E_b.$$

Усилия в колоннах рамы от постоянной нагрузки (рис. 18.17, б). Продольная сила $F_1 = 534,66$ кН на крайней колонне действует с эксцентриситетом e_0 (рис. 18.18). В верхней части $e_0 = 0,25 + 0,175 - 0,5h = 0,25 + 0,175 - 0,5 \cdot 0,6 = 0,125$ м, момент $M_1 = F_1 e_0 = 534,66 \cdot 0,125 = 66,84$ кН·м, где 0,25 — привязка крайних колонн к разбивочным осям; 0,175 — расстояние от продольной разбивочной оси до передачи продольной силы на колонну.

В подкрановой части колонны кроме силы F_1 , приложенной с эксцентриситетом $e_0 = (h_1 - h)/2 = (0,8 - 0,6)/2 = 0,1$ м, действуют: расчетная нагрузка от стеновых панелей толщиной 30 см $F = 181,33$ кН с $e_0 = 0,3/2 + 0,8/2 = 0,55$ м; расчетная нагрузка от подкрановых балок $F = 120,2$ кН с $e = \lambda + 0,25 - 0,5h = 0,75 + 0,25 - 0,5 \cdot 0,8 = 0,6$ м; расчетная нагрузка от надкрановой части колонны $F = 32,9$ кН с $e_0 = 0,1$ м.

Суммарное значение момента $M_2 = -534,66 \cdot 0,1 - 181,33 \cdot 0,55 + 120,2 \cdot 0,6 - 32,9 \cdot 0,1 = -84,37$ кН·м.

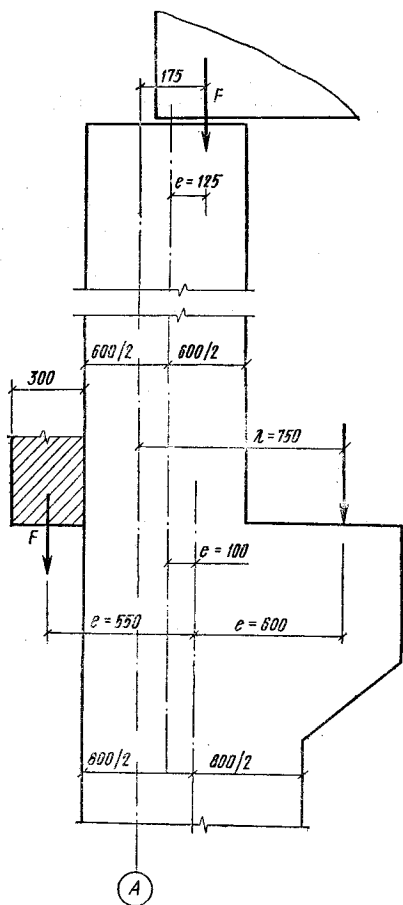
Вычисляют реакцию верхнего конца левой колонны по формуле прил. 12

$$R_1 = - \frac{3M_2(1-\alpha^2) + 3M_1(1+k/\alpha)}{2l(1+k+k_1)} =$$

$$= \frac{3 \cdot 84,37(1-0,384^2) + 3 \cdot 66,84(1+0,08/0,384)}{2 \cdot 10,95(1+0,08)} = -1,12 \text{ кН.}$$

Согласно принятому в расчете правилу знаков реакция, направленная вправо, положительна. Реакция пра-

Рис. 18.18. К определению эксцентриситетов продольных сил в крайней колонне



вой колонны $R_3 = 1,12$ кН, средней колонны $R_2 = 0$ (так как загружена центрально). Суммарная реакция связей в основной системе $R_{1p} = \sum R_i = -1,12 + 0 + 1,12 = 0$, при этом из канонического уравнения $r_{11}\Delta_1 + R_{1p} = 0$ следует, что $\Delta_1 = 0$. Упругая реакция левой колонны $R_e = R_1 + \Delta_1 R_{\Delta} = -1,12$ кН.

Изгибающие моменты в сечениях колонны (нумерация сечений показана на рис. 18.17, а) равны: $M_{0-1} = M_1 = 66,84$ кН·м; $M_{1-0} = M_1 + R_e H_2 = 66,84 - 1,12 \cdot 4,2 = 62,14$ кН·м; $M_{1-2} = 62,14 - 84,37 = 22,23$ кН·м; $M_{2-1} = 66,84 - 84,37 - 1,12 \cdot 10,95 = -28,29$ кН·м.

Продольные силы в крайней колонне: $N_{1-0} = 534,66 + 32,9 = 567,56$ кН; $N_{1-2} = 567,56 + 181,33 + 120,2 = 869,1$ кН; $N_{2-1} = 869,1 + 70,54 = 939,64$ кН.

Поперечная сила $Q_{2-1} = -1,12$ кН.

Продольные силы в средней колонне: $N_{1-0} = 1069,32 + 32,9 = 1102,22$ кН; $N_{1-2} = 1102,22 + 2 \cdot 120,2 = 1342,62$ кН; $N_{2-1} = 1342,62 + 84,84 = 1427,46$ кН.

Усилия в колоннах от снеговой нагрузки (рис. 18.17, з) и ветровых нагрузок (рис. 18.17, з). Определяют аналогично вышеизложенному. Результаты приведены в табл. 18.6.

Усилия в колоннах от крановой нагрузки. Рассматривают следующие виды загрузки: 1) M_{\max} на крайней колонне и M_{\min} на средней (см. рис. 18.17, г); 2) M_{\max} на средней колонне и M_{\min} на крайней (см. рис. 18.17, д); 3) четыре крана с M_{\max} на средней колонне; 4) тормозная сила на крайней колонне (рис. 18.17, е); тормозная сила на средней колонне (см. рис. 18.17, ж).

В первом случае на крайней колонне сила $D_{\max} = 576,47$ кН приложена с эксцентриситетом $e = 0,6$ м (аналогично эксцентриситету приложения нагрузки от веса подкрановой балки (см. рис. 18.18). Момент в узле $M_{\max} = 576,47 \cdot 0,6 = 345,9$ кН·м. Реакция опоры левой колонны

$$R_1 = - \frac{3M(1 - \alpha^2)}{2l(1 + k + k_1)} = - \frac{3 \cdot 345,9(1 - 0,384^2)}{2 \cdot 10,95(1 + 0,08)} = -37,4 \text{ кН.}$$

Одновременно на средней колонне действует сила $D_{\min} = 157,22$ кН с эксцентриситетом $e = \lambda = 0,75$ м. При этом $M_{\min} = 157,22 \cdot 0,75 = 117,92$ кН·м. Реакция верхней опоры средней колонны

$$R_2 = - [-3 \cdot 117,92(1 - 0,295^2)] / 2 \cdot 14,25(1 + 0,135 + 0,237) = 8,26 \text{ кН.}$$

Суммарная реакция в основной системе $R_{1p} = -37,4 + 8,26 = -29,14$ кН.

С учетом пространственной работы

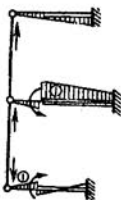
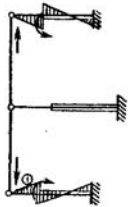
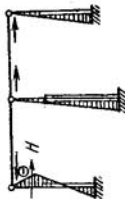
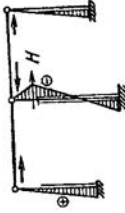
$$\Delta_1 = - \frac{R_{1p}}{c_{dim} r_{11}} = - \frac{29,14}{3,5 \cdot 13,28 \cdot 10^3 E_b} = 627 \frac{1}{E_b},$$

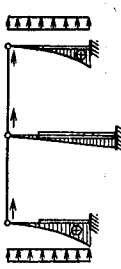
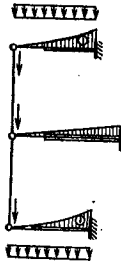
где $c_{dim} = 3,5$ при шаге рам 12 м и длине температурного блока 72 м согласно формуле (18.21).

Упругая реакция левой колонны $R_e = -37,4 + 4,51 \times 10^{-3} E_b 627 \cdot 1 / E_b = -34,5$ кН. Изгибающие моменты в расчетных сечениях левой колонны: $M_{1-0} = -34,5 \cdot 4,2 =$

18.6. Комбинация нагрузок и расчетные усилия в сечениях колонн
А. Для крайней колонны

Нагрузка	Эпюра изгибающих моментов	Номера за- грузки	Коэффициент сочетаний	Сечения							
				1-0		1-2		2-1		Q	
				M	N	M	N	M	N	M	N
Постоянная		1	1	62,14	567,6	-22,2	869,1	-29,8	939,6	-1,12	
Снеговая		2 3	1 0,9	13,77	153,2	-1,55	153,2	-10,17	153,2	-1,28	
				12,39	137,88	-1,4	137,88	-9,15	137,88	-1,15	
Крановая от двух кранов M_{max} на ле- вой колонне		4 5	1 0,9	-144,9	0	201	576,5	-31,9	576,5	-34,5	
				-130,4	0	180,9	518,9	-28,7	518,9	-31,1	

Крановая (от двух кранов) M_{\max} на средней колонне		6	1	-58,4	0	59,5	157,2	-34,3	157,2	-13,9
		7	0,9	-52,6	0	53,6	141,5	-30,9	141,5	-12,51
Крановая от четырех кранов в одном створе		8	1	-35,3	0	42,4	129,5	-14,3	129,5	-8,4
		9	0,9	-31,8	0	38,2	116,6	-12,9	116,6	-7,56
Крановая H на левой колонне		10	1	±14,27	0	±14,27	0	±46,96	0	±9,07
		11	0,9	±12,84	0	±12,84	0	±42,26	0	±8,16
Крановая H на средней колонне		12	1	±5,23	0	±5,23	0	±13,64	0	±1,25
		13	0,9	±4,7	0	±4,7	0	±12,3	0	±1,13

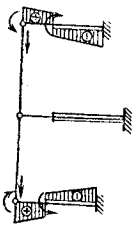
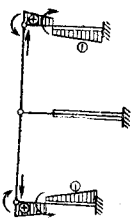
Нагрузка	Эпюра изгибающих моментов	Номера загрузки	Коэффициент сочетания	Сечения						
				1-0		1-2		2-1		
				M	N	M	N	M	N	
Ветровая слева		14	1	24,41	0	24,41	0	157,8	0	28,35
		15	0,9	22,0	0	22,0	0	142,0	0	25,5
Ветровая справа		16	1	-31,68	0	-31,68	0	-141,6	0	-21,7
		17	0,9	-28,5	0	-28,5	0	-127,4	0	-19,5
			M_{\max}	M_{\max}	N	M_{\max}	N	M_{\max}	N	Q
			1, 3, 15	1, 5, 11, 15	1, 14					
			93, 53	705, 5	193, 5	1388	128, 0	939, 6	27, 23	

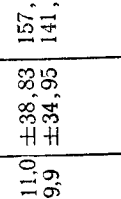
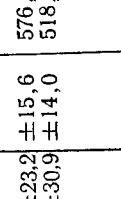
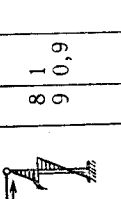
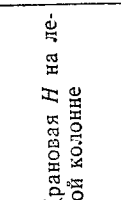
	M_{\min}	N	M_{\min}	N	M_{\min}	N	Q
Основное сочетание нагрузок с учетом крановых и ветровой	1, 5, 11, 17	1, 3, 17	1, 3, 5, 11, 17	1, 3, 5, 11, 17			
	-109,5	567,6	-52,1	1007,0	-237,3	1596,4	-61,03
	M	N_{\max}	M	N_{\max}	M	N_{\max}	Q
Соответствующие загрузки ниям эпюры M приведены выше	1, 3, 5, 11, 17	1, 3, 5, 11, 15	1, 3, 5, 11, 17	1, 3, 5, 11, 17			
	-97,2	705,5	192,0	1525,9	-237,3	159,64	-61,03
	M_{\max}	N	M_{\max}	N	M_{\max}	N	Q
То же без учета крановых и ветровой	1+2	1+2	1+2	1+2			
	75,91	720,8	-23,75	1022,3	-40,0	1092,8	-2,4

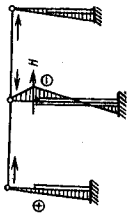
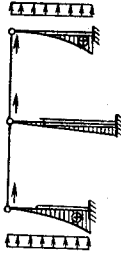
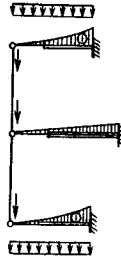
Б. Для средней колонны

Нагрузка	Эпюра изгибающих моментов	Номера загружений	Коэффициент сочетаний	Сечения					
				1-0		1-2		2-1	
				M	N	M	N	M	N

Для средней колонны

Постоянная		1	1	0	1102,2	0	1342,6	0	1427,5	0
Снеговая		2	1	0	306,4	0	306,4	0	306,4	0
		3	0,9	0	275,8	0	275,8	0	275,8	0

	<p>Крановая (от двух кранов) M_{\max} на левой колонне</p>	<p>4 1 5 0,9</p>	<p>$\pm 46,2$ $\pm 41,6$</p>	<p>0 0</p>	<p>$\pm 71,7$ $\pm 6,65$</p>	<p>157,2 151,5</p>	<p>$\pm 11,0$ $\pm 9,9$</p>	<p>$\pm 38,83$ $\pm 34,95$</p>	<p>157,2 141,5</p>	<p>± 11 $\pm 9,9$</p>
	<p>Крановая (от двух кранов) M_{\max} на средней колонне</p>	<p>6 1 7 0,9</p>	<p>$\pm 97,36$ $\pm 87,6$</p>	<p>0 0</p>	<p>$\pm 148,5$ $\pm 223,7$</p>	<p>576,5 518,9</p>	<p>$\pm 23,2$ $\pm 30,9$</p>	<p>$\pm 15,6$ $\pm 14,0$</p>	<p>576,5 518,9</p>	<p>$\pm 23,2$ $\pm 20,9$</p>
	<p>Крановая от четырех кранов в одном створе</p>	<p>8 1 9 0,9</p>	<p>0 0</p>	<p>0 0</p>	<p>0 0</p>	<p>949,5 854,6</p>	<p>0 0</p>	<p>0 0</p>	<p>949,5 854,6</p>	<p>0 0</p>
	<p>Крановая H на левой колонне</p>	<p>10 1 11 0,9</p>	<p>$\pm 4,12$ $\pm 4,12$</p>	<p>0 0</p>	<p>$\pm 4,12$ $\pm 4,12$</p>	<p>0 0</p>	<p>$\pm 0,98$ $\pm 0,88$</p>	<p>$\pm 14,0$ $\pm 12,6$</p>	<p>0 0</p>	<p>$\pm 0,98$ $\pm 0,88$</p>

Нагрузка	Эпюра изгибающих моментов	Номера загрузки	Коэффициент сочетания	Сечение средней колонны								
				1-0		1-2		2-1				
				M	N	M	N	Q	M	N	Q	
Крановая H на средней колонне		12	1	$\pm 22,8$	0	$\pm 22,8$	0	$\pm 7,04$	0	± 48	0	$\pm 7,04$
		13	0,9	$\pm 20,5$	0	$\pm 20,5$	0	$\pm 6,34$	0	$\pm 43,2$	0	$\pm 6,34$
Ветровая слева		14	1	41,5	0	41,5	0	9,87	0	140,7	0	9,87
		15	0,9	37,35	0	37,35	0	8,88	0	126,6	0	8,88
Ветровая справа		16	1	-41,5	0	-41,5	0	-9,87	0	-140,7	0	-9,87
		17	0,9	-37,35	0	-37,35	0	-8,88	0	-126,6	0	-8,88

$= -144,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $M_{1-2} = -144,9 + 345,9 = 201 \text{ кН}\cdot\text{м}$;
 $M_{2-1} = 34,5 \cdot 10,95 + 345,9 = -31,9 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Продольные си-
 лы: $N_{0-1} = 0$; $N_{1-2} = N_{2-1} = 576,47 \text{ кН}$. Поперечные силы:
 $Q_{0-1} = Q_{1-2} = Q_{2-1} = -34,5 \text{ кН}$.

Упругая реакция средней колонны $R_e = 8,26 + 4,26 \times$
 $\times 10^{-3} E_b \cdot 627 \cdot 1/E_b = 11 \text{ кН}$. Изгибающие моменты:
 $M_{1-0} = 11 \cdot 4,2 = 46,2 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $M_{1-2} = 46,2 - 117,92 =$
 $= -71,7 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $M_{2-1} = 11 \cdot 14,25 - 117,92 = 38,83 \text{ кН}\cdot\text{м}$.
 Продольные силы $N_{1-0} = 0$; $N_{1-2} = N_{2-1} = 157,22 \text{ кН}$. По-
 перечные силы: $Q_{1-0} = Q_{1-2} = Q_{2-1} = 11 \text{ кН}$.

Усилия в колоннах при загрузке действием четы-
 рех кранов, совмещенных в одном створе двух пролетов,
 усилия в средней колонне равны: $N_{1-0} = 0$; $N_{1-2} = N_{2-1} =$
 $= 949,49 \text{ кН}$ (см. расчет выше).

Результаты расчета от перечисленных выше нагрузок
 приведены в табл. 18.6.

Предварительно проверяют прогиб верха рамы по-
 данным подглавы 13.2.

5. Составление таблицы расчетных усилий

На основании выполненного расчета строят эпюры
 моментов для различных загрузок рамы и составля-
 ют таблицу расчетных усилий M , N , Q в сечениях колон-
 ны (см. табл. 18.6). При расчете прочности рассмат-
 ривают три сечения колонны: 1—0 — на уровне верха кон-
 соли колонны; сечение 1—2 — на уровне низа консоли
 колонны; сечение 2—1 — в заделке. Усилия в левой стой-
 ке от крановой нагрузки в правом пролете не учитывают
 расчетом. В каждом сечении колонны определяют три
 комбинации усилий: M_{\max} и соответствующие N , Q ; M_{\min}
 и соответствующие N , Q ; N_{\max} соответствующие M и Q .

При составлении таблицы расчетных усилий в соот-
 ветствии с главой СНиПа «Нагрузки и воздействия» и
 нормами на проектирование железобетонных конструк-
 ций рассматривают две группы основных сочетаний на-
 грузок с различными коэффициентами условий работы
 бетона γ_{b2} (см. гл. 2). В первой группе основных сочета-
 ний учитывают постоянную нагрузку и снеговую при ко-
 эффициенте сочетаний $\gamma_i = 1$ и $\gamma_{b2} = < 1$. Во второй группе
 основных сочетаний учитывают постоянную нагрузку и
 все временные нагрузки в их наиболее невыгодном соче-
 тании при $\gamma_i = 0,9$. Поскольку в эту вторую группу соче-
 таний включены крановые нагрузки, принимают $\gamma_{b2} = 1,1$.

6. Расчет прочности двухветвевой колонны среднего ряда

Данные для расчета сечений: бетон тяжелый класса В15, подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении, $R_b = 8,5$ МПа; $R_{bt} = 0,75$ МПа; $E_b = 20,5 \times 10^3$ МПа (прил. 1 и 4). Арматура класса А-III, $d > 10$ мм, $R_s = R_{sc} = 365$ МПа, $E_s = 2 \cdot 10^5$ МПа (прил. 5). В данном примере рассмотрен расчет двух сечений: 1—0 и 2—1.

Сечение 1—0 на уровне верха консоли колонны (см. рис. 18.17, а) Сечение колонны $b \times h = 50 \times 60$ см при $a = a' = 4$ см; полезная высота сечения $h_0 = 56$ см. В сечении действуют три комбинации расчетных усилий (табл. 18.7).

18.7. Комбинации расчетных усилий

Усилия	1-я	2-я	3-я
M , кН·м	145,5	-145,5	0
N , кН	1378,0	1378	1408,6

Усилия от продолжительного действия нагрузки $M_l = 0$; $N_l = 1102,2$ кН.

При расчете сечения на первую и вторую комбинации усилий расчетное сопротивление R_b следует вводить с коэффициентом $\gamma_{b2} = 1,1$, так как в комбинации включены постоянная, снеговая, крановая и ветровая нагрузки; на третью — с коэффициентом $\gamma_{b2} = 0,9$ (постоянная и снеговая). Расчет необходимо выполнять на все три комбинации, и расчетное сечение симметричной арматуры $A_s = A'_s$ должно приниматься наибольшее. Ниже дан расчет сечения по 1-й комбинации.

Вычисляют: $e_0 = M/N = 14\,550/1378,0 = 10,56$ см, $e_a = 2,0$ см (см. гл. IV: $e_a \geq (1/30)h = 60/30 = 2$ см; $e_a \geq (1/600)N = 0,7$ см; $e_a \geq 1$ см); $l_0 = 2H_2 = 2 \cdot 4,2 \geq 8,4$ м (в комбинации расчетных усилий учитывается крановая нагрузка); $i = \sqrt{h^2/12} = \sqrt{60^2/12} = 17,32$ см; $\lambda = l_0/i = 840/17,32 = 48,5 > 14$ необходимо учесть влияние прогиба элемента на его прочность.

Условная критическая сила (см. гл. 4)

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e \varphi} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] =$$

$$= \frac{6,4 \cdot 20\,500 (100)}{840^2} \left[\frac{900\,000}{1,57} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,267} + 0,1 \right) + 9,77 \cdot 7571,2 \right] =$$

$$= 56,36 \cdot 10^5 \text{ Н} = 5636 \text{ кН.}$$

Здесь $I = bh^3/12 = 50 \cdot 60^3/12 = 900\,000 \text{ см}^4$; $\varphi_l = 1 + \beta(M_{II}/M) = 1 + 1 \cdot 286,6/503,8 = 1,57$; $\beta = 1$ (тяжелый бетон); $M_{II} = M_l + N_l(h_0 - a')/2 = 0 + 1102,2 \times (0,56 - 0,04)/2 = 286,6 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $M_1 = 145,5 + 1378,0 \times (0,56 - 0,04)/2 = 503,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $\delta = e_0/h = 0,1056/0,6 = 0,1768$, $\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01(l_0/h) - 0,01R_b\gamma_{b2} = 0,5 - 0,01 \times (840/60) - 0,01 \cdot 1,1 \cdot 8,5 = 0,267$; $\delta_e < \delta_{e,\min}$ принимают $\delta_e = 0,267$; $\alpha = E_s/E_b - 200\,000/20\,500 = 9,77$ при $\mu = 0,004$ (первое приближение), $I_s = \mu bh_0(0,5h - a)^2 = 0,004 \cdot 50 \cdot 56 \times (0,5 \cdot 60 - 4)^2 = 7571,2 \text{ см}^4$; $\varphi_{sp} = 1$.

Коэффициент (см. гл. 4) $\eta = 1/(1 - N/N_{cr}) = 1/(1 - 1378,0/5636) = 1,32$; расстояние $e = e_0\eta + 0,5h - a = 10,56 \cdot 1,32 + 0,5 \cdot 60 - 4 = 39,94 \text{ см}$. При условии, что $A_s = A'_s$, высота сжатой зоны

$$x = \frac{N}{\gamma_{b2} R_b B} = \frac{1378,0 (1000)}{1,1 \cdot 8,5 (100) 50} = 29,48 \text{ см}^2.$$

Относительная высота сжатой зоны $\xi = x/h_0 = 29,48/56 = 0,526$.

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона

$$\xi_R = \omega \left[1 + \frac{\sigma_{s1}}{400} \left(1 - \frac{\omega}{1,1} \right) \right] = 0,7752 / \left[1 + \frac{365}{400} \left(1 - \frac{0,7752}{1,1} \right) \right] = 0,611.$$

Здесь $\omega = 0,85 - 0,008\gamma_{b2}R_b = 0,85 - 0,008 \cdot 1,1 \cdot 8,5 = 0,7752$; $\sigma_{s1} = R_s = 365 \text{ МПа}$.

В случае $\xi = 0,525 < \xi_R = 0,611$

$$A_s = A'_s = \frac{N(e - h_0 + N)/2R_b B}{R_{sc}(h_0 - a')} =$$

$$= \frac{1378,0 (1000) \left(39,94 - 56 + \frac{1378,0 (100)}{2 \cdot 1,1 \cdot 8,5 (100) 50} \right)}{365 (100) (56 - 4)} = < 0.$$

Площадь арматуры $A_s = A'_s$ назначают по конструктивным соображениям: $A_s = 0,002Bh_0 = 0,002 \cdot 50 \cdot 56 = 5,6 \text{ см}^2$. Принимают $3\varnothing 16$ с $A_s = 6,03 \text{ см}^2$.

Расчет сечения колонны 1—0 в плоскости, перпенди-

кулярной к плоскости изгиба, не делают, так как $l'_0/i_1 = 630/14,43 = 43,66 < l_0/i = 48,6$, где $l'_0 = 15H_2 \cdot 1,5 \cdot 4,2 = 6,3$ м; $i_1 = \sqrt{b_2/12} = \sqrt{50^2/12} = 14,43$ см.

Сечение 2—1 в заделке колонны (см. рис. 18.17, а). Высота всего сечения двухветвевой колонны 120 см; сечение ветви $b \times h = 50 \times 25$ см; $h_0 = 21$ см; расстояние между осями ветвей $c = 95$ см; расстояние между осями распорок при четырех панелях $s = H_1/n = 10,05/4 \approx 2,51$ м; высота сечения распорки 40 см. Согласно табл. 18.6 в сечении действуют три комбинации расчетных усилий, значения их приведены в табл. 18.8.

18.8. Комбинации усилий

Усилия	1-я	2-я	3-я
M , кН·м	183,8	-183,8	+169,8
N , кН	2222,2	2222,2	2571,9
Q , кН	-5,68	+5,68	15,22

Усилия от продолжительного действия нагрузки: $M_l = 0$, $N_l = 1427,6$ кН; $Q_l = 0$. Расчет необходимо выполнять на все три комбинации усилий и расчетное сечение арматуры $A_s = A'_s$ принимают наибольшее. Ниже дан расчет по третьей комбинации.

Расчетная длина подкрановой части колонны при учете нагрузки от крана во всех комбинациях (см. табл. 18.1) $l_0 = \psi H_1 = 1,5 \cdot 10,05 = 15,075$ м. Приведенный радиус инерции двухветвевой колонны в плоскости изгиба определяем по формуле (13.35)

$$r_{red}^2 = c^2 / \left[4 \left(1 + \frac{3c^2}{\psi^2 n^2 H_2} \right) \right] = 0,95^2 / \left[4 \left(1 + \frac{3 \cdot 0,95^2}{1,5 \cdot 4^2 \cdot 0,25^2} \right) \right] = 0,102 \text{ см}^2; \quad r_{red} = \sqrt{0,102} = 0,32 \text{ см}.$$

Приведенная гибкость сечения $\lambda_{red} = l_0/r_{red} = 15,075/0,32 = 47,1 > 14$ — необходимо учесть влияние прогиба элемента на его прочность.

Вычисляют: $e_0 = 16\,980/2571,9 = 6,6$ см; $I = 2[Bh^3/12 + bh(c/2)^2] = 2[50 \cdot 25^3/12 + 50 \cdot 25(95/2)^2] = 57,71 \times 10^5 \text{ см}^4$; $M_{II} = 0 + 1427,6 \cdot (0,95/2) = 678,1 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $M_I = 169,8 + 2571,9(0,95/2) = 1391,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $\beta = 1$; $\varphi_I =$

$= 1 + 1 + 678,1/1391,5 = 1,49$; $\delta_e = 6,6/120 = 0,055$; $\delta_{e,\min} = 0,5 - 0,01 (1507,5/120) - 0,01 \cdot 1,1 \cdot 8,5 = 0,281$; $\delta_e < \delta_{e,\min}$ принимают $\delta_e = 0,281$; $\alpha = 9,77$. Предварительно задаются коэффициентом армирования $\mu = 0,0065$ (первое приближение); $I_s = 2 \cdot 0,0065 \cdot 50 \cdot 25 (95/2)^2 = 0,3666 \cdot 10^5 \text{ см}^4$.

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot 20 \cdot 500 (100)}{1507,5^2} \left[\frac{57,71 \cdot 10^3}{1,49} \times \right. \\ \left. \times \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,281} + 0,1 \right) + 9,77 \cdot 0,3666 \cdot 10^5 \right] = 107,599 \cdot 10^5 \text{ Н} = \\ = 10759,9 \text{ кН.}$$

Коэффициент $\eta = 1 (1 - 2571,9/10759,9) = 1,314$.
Определяют усилия в ветвях колонны по формуле (13.33):

$$N_{br} = N/2 \pm M\eta/c = 2571,9/2 \pm 169,8 \cdot 1,314/0,95 = \\ = 1285,95 \pm 234,86 \text{ кН;}$$

$$N_{br1} = 1520,81 \text{ кН; } N_{br2} = 1051,1 \text{ кН.}$$

Вычисляют: $M_{br} = (QS)/4 = (15,22 \cdot 2,51)/4 = 9,55 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $e_0 = 9,55 (100)/1520,81 = 0,63 \text{ см} < e_a = 1 \text{ см}$ (см. гл. 4: $e_a \geq 1/30h = 25/30 = 0,833 \text{ см}$; $e_a \geq 1/600l = 251/600 = 0,418 \text{ см}$; $e_a \geq 1 \text{ см}$).

Поскольку оказалось, что $e_0 < e_a$ в расчет вводят $e_0 = e_a$, тогда $e = e_a + h/2 - a = 1 + 25/2 - 4 = 9,5 \text{ см}$.

Подбор сечений арматуры ведут по формулам (18.1) (18.4).

Определяют

$$\alpha_n = \frac{N}{\gamma_{bz} R_b B h_0} = \frac{1520,81 (1000)}{1,1 \cdot 8,5 (100) 50 \cdot 21} = 1,55 > \xi_R = 0,611$$

$$\xi = \frac{\alpha_n (1 - \xi_R) + 2\alpha_s \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s} = \\ = \frac{1,55 (1 - 0,611) + 2 \cdot 0,435 \cdot 0,611}{1 - 0,611 + 2 \cdot 0,435} = 0,901,$$

$$\text{где } \alpha_s = \frac{\alpha_n (e/h_0 - 1 + \alpha_n/2)}{1 - \delta'}$$

$$= \frac{1,55 (9,5/21 - 1 + 1,55/2)}{1 - 0,1904} = 0,435 > 0;$$

$$\delta' = a'/h_0 = 4/21 = 0,1904.$$

В расчетном случае $\xi = 0,901 > \xi_R = 0,611$ армирова-

ние ветвей принимают симметричное. Вычисляют

$$A_s = A'_s = \frac{N}{R_s} \frac{e/h_0 - \xi(1 - \xi/2)/\alpha_n}{1 - \delta'} =$$

$$= \frac{1520,81(1000)}{365(100)} \frac{9,5/21 - 0,901(1 - 0,901/2)/1,55}{1 - 0,1904} = 6,84 \text{ см}^2.$$

Коэффициент армирования $\mu = (2 \cdot 6,84)/50 \cdot 21 = 0,01303$, что незначительно отличается от принятого ранее значения $\mu = 0,0065 \cdot 2 = 0,013$, поэтому второго приближения делать не требуется. При значительном отклонении значения μ против заданного необходимо выполнить следующее приближение. Принимаем $3\emptyset 18 \text{ A-III}$
 $A_s = A'_s = 7,63 \text{ см}^2$.

Проверяют необходимость расчета подкрановой части колонны в плоскости, перпендикулярной к плоскости изгиба.

Расчетная длина $l_0 = 0,8H_1 = 0,8 \cdot 10,05 = 8,04 \text{ м}$.
 Радиус инерции $i = \sqrt{50^2/12} = 14,43 \text{ см}$, $l_0/i = 804/14,43 = 55,72 > \lambda_{red} = 47,1$ — расчет необходим. Так как $l_0/i = 55,72 > 14$, необходимо учесть влияние прогиба элемента на его прочность.

Значение случайного эксцентриситета: $e_a = 25/30 = 0,883 \text{ см}$; $e_a \geq 1/600H = 1005/600 = 1,675 \text{ см}$; $e_a \geq 1 \text{ см}$. Принимают $e_a = 1,68 \text{ см}$. Тогда $e = 1,68 + 0,5(46 - 4) = 22,68 \text{ см}$; $M_{II} = 0 + 1427,6 \cdot 0,2268 = 323,8 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $M_1 = 0 + 2571,9 \cdot 0,2268 = 583,31 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $\beta = 1$; $\varphi_l = 1 + 323,8/583,31 = 1,555$; $\delta_l = 1,68/60 = 0,0336 < \delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 \cdot 804/50 = 0,01 \cdot 1,1 \cdot 8,5 = 0,2457$;
 $I = 2(25 \cdot 50^3/12) = 5,21 \cdot 10^5 \text{ см}^4$; $I_s = 2 \cdot 10,18 \cdot 50/2 - 4^2 = 0,0898 \cdot 10^5 \text{ см}^4$ при $A_s = A'_s = 10,18 \text{ см}^2$ — $4\emptyset 18 \text{ A-III}$:

$$N_{cr} = \frac{6,4 \cdot 20 \cdot 500(100)}{804^2} \left[\frac{5,21 \cdot 10^5}{1,555} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,2457} + 0,1 \right) + \right.$$

$$\left. + 9,77 \cdot 0,0898 \cdot 10^5 \right] = 46,25 \cdot 10^5 \text{ Н} = 4625 \text{ кН};$$

$$\eta = 1/(1 - 2571,9/4625) = 2,25; \quad e = 1,68 \cdot 2,25 + 50/2 - 4 =$$

$$= 24,78 \text{ см}.$$

Определяют

$$\alpha_n = \frac{2571,9(1000)}{1,1 \cdot 8,5(100) \cdot 2 \cdot 25 \cdot 46} = 1,2 > \xi_R = 0,611;$$

$$\delta' = 4/46 = 0,087; \quad \alpha_s = \frac{1,2(24,78/46 - 1 + 1,2/2)}{1 - 0,087} = 0,182 > 0.$$

$$\text{При } \xi = \frac{1,2(1 - 0,611) + 2 \cdot 0,182 \cdot 0,611}{1 - 0,611 + 2 \cdot 0,182} = 0,903$$

имеет место расчетный случай $\xi = 0,903 > \xi_R = 0,611$. Армирование ветвей принимают симметричное. Вычисляют

$$A_s = A'_s = \frac{2571,9(1000)}{365(100)} \times \\ \times \frac{24,78/46 - 0,903(1 - 0,903/2)/2}{1 - 0,087} = 9,72 \text{ см}^2 < 10,18 \text{ см}^2.$$

(4Ø18 А-III, рис. 18.19), следовательно, принятого количества площади арматуры достаточно.

Расчет промежуточной распорки. Изгибающий момент в распорке $M_{ds} = (QS)/2 = (15,22 \cdot 2,51)/2 = 19,1 \text{ кН}\cdot\text{м}$. Сечение распорки прямоугольное: $B = 50 \text{ см}$; $h = 40 \text{ см}$; $h_0 = 36 \text{ см}$. Так как эпюра моментов двухзначная

$$A_s = A'_s = \frac{M_{ds}}{R_s(h_0 - a')} = \frac{191000}{365(100)(36 - 4)} = 1,64 \text{ см}^2,$$

принимают 3Ø12 А-III с $A_s = 3,36 \text{ см}^2$.

Поперечная сила в распорке

$$Q_{ds} = (2M_{ds})/c = (2 \cdot 19,1)/0,95 = 40,2 \text{ кН}.$$

Определяют

$$Q = \varphi_{b4} \gamma_{b2} R_{bt} b h_0 = 0,6 \cdot 1,1 \cdot 0,75(100) 50 \cdot 36 = \\ = 0,81 \cdot 10^5 \text{ Н} = 81 \text{ кН}, \text{ где } \varphi_{b4} = 0,6.$$

Так как $Q = 81 \text{ кН} > Q_{ds} = 40,2 \text{ кН}$, поперечную арматуру принимают конструктивно $d_w = 6 \text{ мм}$ класса А-I с $s = 150 \text{ мм}$.

7. Расчет фундамента под среднюю двухветвевую колонну

Данные для расчета. Грунты основания — пески пылеватые средней плотности, маловлажные. Расчетное сопротивление грунта $R_0 = 0,3 \text{ МПа}$; бетон тяжелый класса В12,5, $R_{bt} = 0,66 \text{ МПа}$; арматура из горячекатаной стали класса А-II, $R_s = 280 \text{ МПа}$; вес единицы объема материала фундамента и грунта на его обрезах $\gamma = 20 \text{ кН/м}^3$. Расчет выполняют на наиболее опасную комбинацию расчетных усилий в сечении 2—1: $M =$

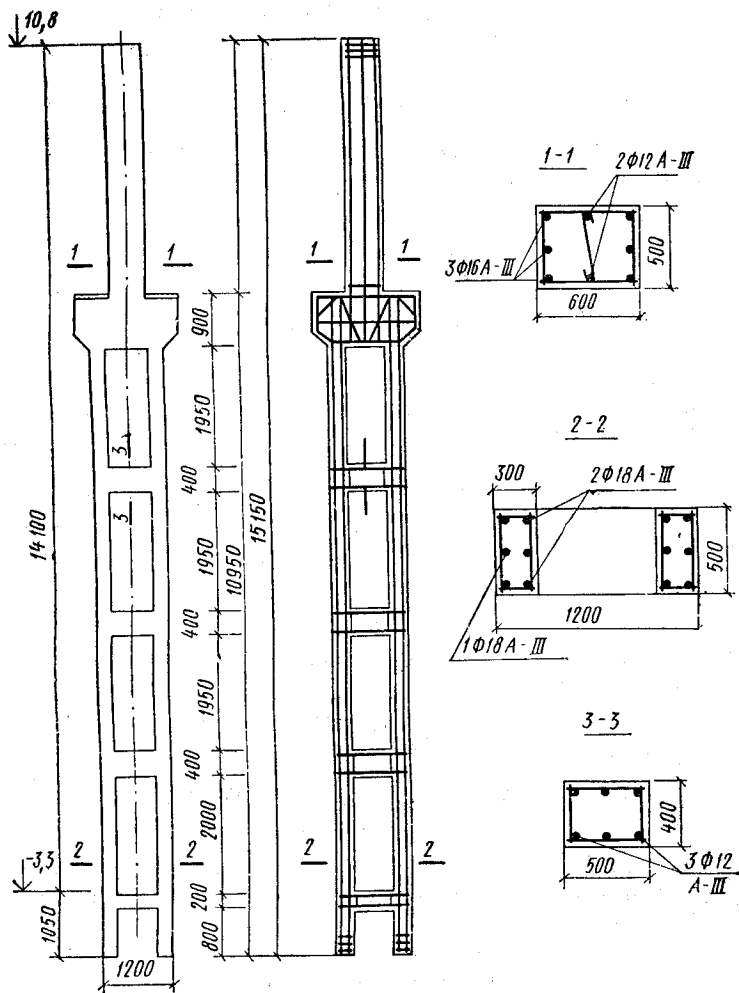
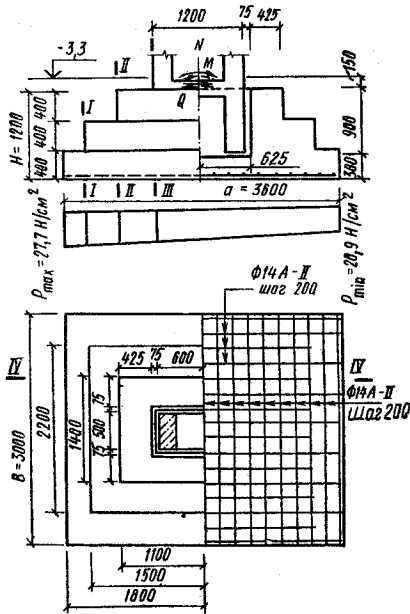


Рис. 18.19. Конструкция двухветвевой колонны

$= 169,8 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $N = 2571,9 \text{ кН}$; $Q = 15,22 \text{ кН}$. Нормативное значение усилий определено делением расчетных усилий на усредненный коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,15$, т.е. $M_n = 147,65 \text{ кН}\cdot\text{м}$; $N_n = 2236,4 \text{ кН}$; $Q_n = 13,2 \text{ кН}$ (рис. 18.20).

Определение геометрических размеров фундамента.

Рис. 18.20. Конструкция
внецентренно-нагруженного
фундамента



Глубину стакана фундамента принимают 90 см, что согласно данным гл. 13 не менее значений: $H_{an} \geq 0,5 + 0,33h_f = 0,5 + 0,33 \cdot 1,1 = 0,896$ м; $H_{an} > 1,5b_{col} = 1,5 \cdot 0,5 = 0,75$ м; $H_{an} \geq \lambda_{an} = 33 \cdot 1,8 = 59,4$ см, где $d = 1,8$ см — диаметр продольной арматуры колонны $\lambda_{an} = 33$ для бетона класса В12,5. Расстояние от дна стакана до подошвы фундамента принято 250 мм. Полная высота фундамента $H = 900 + 250 = 1150$ мм принимается 1200 мм, что кратно 300 мм. Глубина заложения фундамента при расстоянии от планировочной отметки до верха фундамента 150 мм $H_1 = 1200 + 150 = 1350$ мм = 1,35 м. Фундамент трехступенчатый, высота ступеней принята одинаковой — 40 см.

Предварительно площадь фундамента определяют по формуле

$$A = 1,05 \frac{N_n}{R_0 - \gamma H_1} = 1,05 \frac{2236,4}{300 - 20 \cdot 1,35} = 8,6 \text{ м}^2,$$

здесь 1,05 — коэффициент, учитывающий наличие момента. Назначая отношение сторон $b/a = 0,8$, получают $a = \sqrt{8,6/0,8} = 3,26$ м, $b = 0,8 \cdot 3,26 = 2,61$ м.

Принимают $a \times b = 3,3 \cdot 2,7$ м.

Так как заглубление фундамента меньше 2 м, ширина подошвы более 1 м, необходимо уточнить расчетное сопротивление грунта основания по формуле (12.1)

$$R = R_0 [1 + k_1 (B + b_0)/B_0] (d + d_0)/2d_0 = 0,3 [1 + 0,05 (2,7 - 1)/1] (1,35 + 2)/2 \cdot 2 = 0,273 \text{ МПа},$$

где $k_1 = 0,5$ для пылеватых песков; $B_0 = 1$ м; $d_0 = 2$ м; $d = H_1 = 1,35$ м; $B = 2,7$ м.

При пересчете размеров фундамента с уточненным значением R получают: $a = 3,45$ м, $b = 2,8$ м. Окончательно принимаем $a \times b = 3,6 \times 3$ м. Площадь подошвы фундамента $A = 3,6 \times 3 = 10,8 \text{ м}^2$, момент сопротивления $W = (3 \cdot 3,6^2)/6 = 6,48 \text{ м}^3$.

Определяют рабочую высоту фундамента из условия прочности на продавливание по формуле

$$h_0 = -\frac{h + b_{col}}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N}{R_{bt} + p}} =$$

$$= -\frac{1,2 + 0,5}{4} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{2571,9}{726 + 207,1}} = 0,35 \text{ м},$$

где $h = 1,2$ м — высота сечения колонны; $b_{col} = 0,5$ м — ширина сечения колонны; $p = N/A = 2236,4/10,8 = 207,1 \text{ кН/м}^2$; $R_{bt} = \gamma_{b2} R_{bt} = 1,1 \cdot 0,66 = 0,726 \text{ МПа} = 726 \text{ кН/м}^2$.

Полная высота фундамента $H = 0,35 + 0,05 = 0,40 \text{ м} < 1,2$ м. Следовательно, принятая высота фундамента достаточна.

Определяют краевое давление на основание. Изгибающий момент в уровне подошвы $M_{nf} = M_n + Q_n H = 147,65 + 13,2 \cdot 1,2 = 163,5 \text{ кН} \cdot \text{м}$.

Нормативная нагрузка от веса фундамента и грунта на его обрезах $G_n = abH_f \gamma \gamma_n = 3,6 \cdot 3 \cdot 1,35 \cdot 20 \cdot 0,95 = 277,02 \text{ кН}$. При условии, что

$$e_0 = \frac{M_{nf}}{N_n + G_n} = \frac{163,5}{2236,4 + 277,02} = 0,065 < a/6 = 3,6/6 = 0,6 \text{ м}.$$

$$p_{n,\max} = \frac{N_n + G_n}{A} \left(1 + \frac{6e_0}{a}\right) = \frac{2236,4 + 277,02}{10,8} \times$$

$$\times \left(1 + \frac{6 \cdot 0,065}{3,6}\right) = 257,9 < 1,2R = 1,2 \cdot 273 = 327,6 \text{ кН/м}^2;$$

$$p_{n,\min} = \frac{2236,4 + 277,02}{10,8} \left(1 - \frac{6 \cdot 0,065}{3,6}\right) = 207,5 \text{ кН/м}^2 > 0.$$

Расчет арматуры фундамента. Определяют напряже-
ние в грунте под подошвой фундамента в направлении
длинной стороны a без учета веса фундамента и грунта
на его уступах от расчетных нагрузок:

$$p_{\max} = N/A + M_f/W = 2571,9/10,8 + 188,06/6,48 =$$

$$= 267,2 \text{ кН/м}^2;$$

$$p_{\min} = 2571,9/10,8 - 188,06/6,48 = 209,1 \text{ кН/м}^2,$$

где $M_f = M + QH = 169,8 + 15,22 \cdot 1,2 = 188,06 \text{ кН/м}$.

Расчетные изгибающие моменты:

в сечении I—I

$$M_{I-I} = (1/24) (a - a_1)^2 (p_{i-i} + 2p_{\max}) b = (1/24) (3,6 - 3)^2 \times$$

$$\times (262,4 + 2 \cdot 267,2) 3 = 35,9 \text{ кН}\cdot\text{м} = 35,9 \cdot 10^5 \text{ Н}\cdot\text{см},$$

$$\text{где } a_i = a_1 = 3 \text{ м}; \quad p_{i-i} = p_{\max} - \frac{p_{\max} - p_{\min}}{a} \times$$

$$\times \frac{a - a_i}{2} = 267,2 - \frac{267,2 - 209,1}{3,6} \cdot \frac{3,6 - 3}{2} = 262,4 \text{ кН/м}^2;$$

в сечении II—II

$$M_{II-III} = (1/24) (3,6 - 2,2)^2 (255,9 + 2 \cdot 267,2) 3 =$$

$$= 193,6 \text{ кН}\cdot\text{м} = 193,6 \cdot 10^5 \text{ Н}\cdot\text{см};$$

в сечении III—III

$$M_{III-IV} = (1/24) (3,6 - 1,2)^2 (247,8 + 2 \cdot 267,2) 3 =$$

$$= 563,2 \text{ кН}\cdot\text{м} = 563,2 \cdot 10^5 \text{ Н}\cdot\text{см}.$$

Требуемое сечение арматуры

$$A_{s1} = \frac{M_{I-I}}{R_s \cdot 0,9h_0} = \frac{35,9 \cdot 10^5}{280 (100) 0,9 \cdot 35} = 4,1 \text{ см}^2;$$

$$A_{s2} = 193,6 \cdot 10^5 / 280 (100) 0,9 \cdot 9,75 = 10,24 \text{ см}^2;$$

$$A_{s3} = 563,2 \cdot 10^5 / 280 (100) 0,9 \cdot 115 = 19,43 \text{ см}^2.$$

Принимают $16\varnothing 14$ А-II с $A_s = 24,62 \text{ см}^2$. Процент ар-
мирования

$$\mu = \frac{24,62}{140 \cdot 115} 100 = 0,153\% > \mu_{\min} = 0,05\%.$$

Арматура, укладываемая параллельно меньшей сто-
роне фундамента, определяется по изгибающему моменту
в сечении IV—IV:

$$p_{IV-IV} = \frac{p_{\max} + p_{\min}}{2} = \frac{267,2 + 209,1}{2} = 238,15 \text{ кН/м}^2;$$

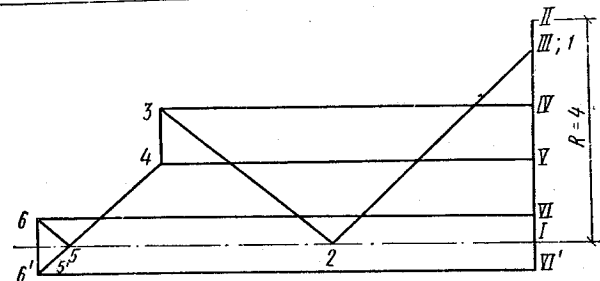
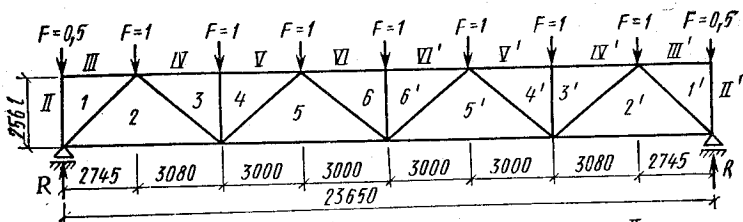


Рис. 18.21. К расчету фермы с параллельными поясами

$$M_{IV-IV} = \frac{1}{8} (b - b_1)^2 p_{IV-IV} = \frac{1}{8} (3 - 0,5)^2 238,15 \cdot 3,6 = 669,8 \text{ кН}\cdot\text{м} = 669,8 \cdot 10^5 \text{ Н}\cdot\text{см};$$

$$A_{s4} = \frac{669,8 \cdot 10^5}{280 (100) 0,9 \cdot 115} = 23,1 \text{ см}^2.$$

Принимают 10Ø14 II-II с $A_s = 29,3 \text{ см}^2$. Процент армирования

$$\mu = \frac{29,3}{220 \cdot 115} 100 = 0,116\% > \mu_{\min} = 0,05\%.$$

Расчет прочности фундамента по наклонному сечению по поперечной силе выполняют по формулам под главы 3.5. Схема армирования фундамента приведена на рис. 18.20. Расчет по раскрытию трещин выполняют по данным гл. 7.

8. Данные для проектирования стропильной фермы с параллельными поясами

Ферма проектируется предварительно напряженной на пролет 24 м, цельной при шаге ферм 12 м. Геометрическая схема фермы показана на рис. 18.21. Напрягаемая арматура нижнего пояса и второго раскоса из ка-

натов класса К-7 диаметром 15 мм с натяжением на упоры: $R_{s,ser}=1295,0$ МПа; $R_s=1080$ МПа; $E_s=1,8 \times 10^5$ МПа. Сжатый пояс и остальные элементы решетки фермы армируются арматурой класса А-III; $R_s=R_{sc}=365$ МПа ($d > 10$ мм); $E_s=2 \cdot 10^5$ МПа; хомуты класса А-I. Бетон тяжелый класса В40; $R_b=22$ МПа; $R_{bt}=1,4$ МПа; $R_{bt,n}=2,1$ МПа; $\gamma_{b2}=0,9$; $E_b=32,5 \times 10^3$ МПа. Прочность бетона к моменту обжатия $R_{bp}=28$ МПа.

9. Определение нагрузок на ферму

При определении нагрузок на ферму принимается во внимание, что расстояние между узлами по верхнему поясу (панель фермы) составляет 3 м. Плиты покрытия имеют ширину 3 м, что обеспечивает передачу нагрузки от ребер плиты в узлы верхнего пояса и исключает влияние местного изгиба.

Рассматривают загрузку фермы постоянной нагрузкой и снеговой в двух вариантах: 1) снеговая нагрузка с полным нормативным значением по всему пролету фермы кратковременно действующая; 2) снеговая нагрузка с пониженным нормативным значением по всему пролету фермы длительно действующая (для III снегового района понижающий коэффициент 0,3). Вес фермы 120 кН учитывают в виде сосредоточенных грузов, прикладываемых к узлам верхнего пояса.

Подсчет нагрузок приведен в табл. 18.9.

18.9. Нагрузки на покрытие

Нагрузки	Нормативная нагрузка, Н/м ²	Коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f > 1$	Расчетная нагрузка, Н/м ²
Постоянная:			
собственный вес кровли (см. табл. 18.5)	950	1,3—1,2	1195
то же ребристых крупноразмерных плит 3×12 м	2050	1,1	2255
то же ферм 120/24×12 кН	417	1,1	459
Итого	3418	—	3909
Временная снеговая:			
кратковременная (полная 1000·0,8)	800,0	1,4	1120
длительная (с коэффициентом 0,3—0,3·1000·0,8)	240,0	1,4	336

Узловые расчетные нагрузки по верхнему поясу фермы, кН: постоянная $F_1 = gab\gamma_n = 3,909 \cdot 12 \cdot 3 \cdot 0,95 = 133,68$; кратковременная (полная) снеговая $F_2 = 1,12 \cdot 12 \cdot 3 \times 0,95 = 38,3$, длительная снеговая $F_3 = 0,336 \cdot 12 \cdot 3 \times 0,95 = 11,49$. Узловые нормативные нагрузки соответственно, кН: $F_{n1} = 3,417 \cdot 12 \cdot 3 \cdot 0,95 = 116,86$; $F_{n2} = 0,8 \times 12 \cdot 3 \cdot 0,95 = 27,36$; $F_{n3} = 0,24 \cdot 12 \cdot 3 \cdot 0,95 = 8,21$.

10. Определение усилий в элементах фермы

Железобетонная ферма с жесткими узлами представляет собой статически неопределимую систему. На основании опыта проектирования и эксплуатации установлено, что продольные усилия в элементах пояса и решетки фермы слабо зависят от жесткости узлов. Поэтому продольные усилия в фермах определяют построением диаграммы усилий, считая расчетную схему с шарнирными соединениями в узлах (рис. 18.21). Изгибающие моменты, возникающие в жестких узлах, несколько

18.10. Усилия в элементах фермы от единичных нагрузок

Элемент	Обозначение стержня по расчетной схеме	Усилия, кН, в элементах при загрузке силами $F=1$ всего пролета
Верхний пояс:		
В1	III-1	0
В2	IV-3	-6,95
В3	V-4	-6,95
В4	VI-6	-9,4
Нижний пояс:		
Н1	1-2	+3,92
Н2	1-5	+8,77
Раскосы:		
P1	1-2	-5,25
P2	2-3	+3,92
P3	4-5	-2,37
P4	5-6	+0,83
Стойки:		
C1	1-II	-0,5
C2	3-4	-1,0
C3	6-6	-1,0

18.11. Усилия в элементах фермы

Элемент	От постоянной нагрузки		От кратковременного действия полной снеговой нагрузки		От длительной (30 % снеговой нагрузки)		От постоянной и полной снеговой нагрузки		От постоянной и длительной (30 % снеговой) нагрузок	
	нормативной	расчетной	нормативной	расчетной	нормативной	расчетной	нормативной	расчетной	нормативной	расчетной
B1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
B2	-812,2	-929,15	-190,15	-266,19	-57,06	-79,88	-1002,35	-1195,34	-869,26	-1009,03
B3	-812,2	-929,15	-190,15	-266,19	-57,06	-79,78	-1002,35	-1195,34	-869,26	-1009,03
B4	-1098,48	-1256,7	-257,18	-360,02	-77,17	-108,04	-1355,66	-1616,72	-1175,65	-1364,74
H1	458,1	524,06	107,25	150,14	32,18	45,06	565,35	674,2	490,28	569,12
H2	1024,9	1172,46	239,95	335,89	72,0	100,8	1264,85	1508,4	1096,9	1273,26
P1	-613,52	-701,87	-143,64	-201,08	-43,1	-60,34	-757,16	-902,95	-656,62	-762,21
P2	458,1	524,06	107,25	150,14	32,18	45,06	565,35	674,2	490,28	569,12
P3	-276,96	-316,85	-64,84	-90,77	-19,46	-27,24	-341,8	-407,6	-296,42	-344,09
P4	97,0	111,0	22,71	31,79	6,81	9,54	119,71	142,79	103,81	120,54
C1	-58,43	-66,85	-13,68	-19,15	-4,11	-5,75	-72,11	-86,0	-62,54	-72,6
C2	-116,86	-133,69	-27,36	-38,3	-8,21	-11,49	-144,22	-171,99	-125,07	-145,18
C3	-115,86	-133,66	-27,36	-38,3	-8,21	-11,49	-144,22	-171,99	-125,07	-145,18

снижают трещиностойкость в элементах фермы, что учитывается в расчетах трещиностойкости путем введения опытного коэффициента $\gamma_i = 1,15$. Усилия в элементах фермы от единичных нагрузок сведены в табл. 18.10; знаки усилий: «+» — при растяжении, «-» — при сжатии.

Усилия от нагрузок получают умножением единичных усилий на значения узловых нагрузок F_i . Эти усилия определяют от нормативных и расчетных значений постоянной и снеговой нагрузок. Результаты расчета сведены в табл. 18.11.

11. Расчет сечений элементов фермы

Общие сведения. Комплекс расчетов железобетонной фермы содержит расчеты сечений верхнего и нижнего поясов, сжатых и растянутых раскосов по предельным состояниям первой и второй групп на действие усилий от нагрузок, усилия обжатия, усилий, возникающих в процессе монтажа. В данном примере приведены расчеты сечений поясов и первого растянутого раскоса на действие усилий от нагрузок.

Верхний сжатый пояс. Расчет верхнего пояса ведем по наибольшему усилию (элемент В4) $N = 1616,72$ кН, в том числе $N_i = 1256,7$ кН (см. табл. 18.11).

Ширину верхнего пояса принимают из условия опирания плит покрытия пролетом 12 м — 280 мм. Определяют ориентировочно требуемую площадь сечения верхнего сжатого пояса:

$$A \approx \frac{N}{0,8(R_b + 0,03R_{sc})} = \frac{1\ 616\ 720}{0,8[22(100) + 0,03 \cdot 365(100)]} = 613,32 \text{ см}^2.$$

Назначают размеры сечения верхнего пояса $b \cdot h = 28 \times 25$ см с $A = 700 \text{ см}^2 > 613,32 \text{ см}^2$.

Случайный начальный эксцентриситет $e_a \geq l/600 = 300/600 = 0,5$ см, где $l = 300$ см — расстояние между узлами фермы; $e_a \geq h/30 = 25/30 = 0,83$ см; $e_a \geq 1$ см. Принимают $e_0 = e_a = 1$ см. При $e_a < 1/8h = 25/8 = 3,125$ см $l_0 = 0,9l = 0,9 \cdot 300 = 270$ см. Наибольшая гибкость сечения равна $l_0/h = 270/25 = 11,6 > 4$. Необходимо учесть влияние прогиба элемента на его прочность.

Условная критическая сила

$$N_{cr} = \frac{6,4E_B}{l_0^2} \left[\frac{I}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta} + 0,1 \right) + \alpha I_s \right] =$$

$$= \frac{6,4 \cdot 32\,500 (100)}{270^2} \left[\frac{36\,458,3}{1,777} \left(\frac{0,11}{0,1 + 0,194} + 0,1 \right) + 6,154 \times \right.$$

$$\left. \times 1019,6 \right] = 45,659 \cdot 10^3 \text{ Н} = 4565,9 \text{ кН};$$

где $I = 28 \cdot 25^3 / 12 = 36\,458,3 \text{ см}^4$; $\varphi_l = 1 + \beta M_{II} / M_1 = 1 + 1 \cdot 1616,72 / 137,42 = 1,777$, $\beta = 1$ (тяжелый бетон); $M_{II} = M_l + N_l (h_0 - a) / 2 = 0 + 1256,7 (0,21 - 0,04) / 2 = 1616,72 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $M_1 = 0 + 1616,72 (0,21 - 0,04) / 2 = 137,42 \text{ кН} \cdot \text{м}$; $\delta_e = e_0 / h = 0,01 / 0,25 = 0,04$; $\delta_{e, \min} = 0,5 - 0,01 \cdot 270 / 25 = 0,01 \cdot 0,9 \cdot 22 = 0,194$; $\delta_e < \delta_{e, \min}$ принимают $\delta_e = 0,194$; $\alpha = E_B / E_s = 200\,000 / 32\,500 = 6,154$; при $\mu = 0,024$ (первое приближение) $I_s = \mu b h_0 (0,5h - a)^2 = 0,024 \cdot 28 \cdot 21 (0,5 \cdot 25 - 4)^2 = 1019,6 \text{ см}^4$.

Коэффициент $\eta = 1 / (1 - N / N_{cr}) = 1 / (1 - 1616,72 / 4565,9) = 1,548$; расстояние $e = e\eta + 0,5h - a = 1 \cdot 1,548 + 0,5 \cdot 25 - 4 = 10,05 \text{ см}$.

Граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона при $\gamma_{B2} = 0,9$.

$$\xi_R = 0,6916 / \left[1 + \frac{365}{500} \left(1 - \frac{0,6916}{1,1} \right) \right] = 0,485;$$

$\omega = 0,85 - 0,008 \gamma_{B2} R_B = 0,85 - 0,008 \cdot 0,9 \cdot 22 = 0,6916$, $\sigma_{s1} = R_s = 365 \text{ МПа}$.

По формулам (18.1)...(18.3) определяют:

$$\alpha_{II} = \frac{1616,72 (1000)}{0,9 \cdot 22 \cdot 100 \cdot 28 \cdot 21} = 1,389 > \xi_R = 0,485;$$

$$\delta = a/n = 4/21 = 0,1904;$$

$$\alpha_s = \frac{1,389 (10,05/21 - 1 + 1,389/2)}{1 - 0,1904} = 0,297;$$

$$\xi = \frac{1,389 (1 - 0,485) + 2 \cdot 0,297 \cdot 0,485}{1 - 0,485 + 2 \cdot 0,27} = 0,905.$$

В расчетном случае $\xi = 0,905 > \xi_R = 0,485$ армирование принимают симметричное. Находят по формуле (18.4)

$$A_s = A'_s = \frac{1616,72 (1000) 10,05/21 - (0,905/1,389) (1 - 0,905/2)}{365 (100) (1 - 0,1904)} =$$

$$= 6,67 \text{ см}^2.$$

Коэффициент армирования $\mu = (2 \cdot 6,67) / (28 \cdot 21) = 0,028$, что незначительно отличается от принятого ранее значения.

Принимают $4\text{Ø}22$ А-III с $A = 15,2 \text{ см}^2$.

Расчет сечения пояса из плоскости фермы не делают, так как все узлы фермы раскреплены.

Нижний растянутый пояс. Расчет прочности выполняют на расчетное усилие для панели Н2. Имеются данные: нормативное значение усилия от постоянной и полной снеговой нагрузок $N_{п} = 1264,85 \text{ кН}$; нормативное значение усилия от постоянной и длительной (30 % снеговой) нагрузок $N = 1096,9 \text{ кН}$; расчетное значение от постоянной и полной снеговой нагрузок $N = 1508,4 \text{ кН}$.

Определяют площадь сечения растянутой напрягаемой арматуры:

$$A_s = \frac{N}{\gamma_{s6} R_s} = \frac{1\,508\,400}{1,15 \cdot 1080 (100)} = 12,14 \text{ см}^2,$$

принимают десять канатов $\text{Ø}15$ класса К-7, $A = 14,15 \text{ см}^2$ (из условий трещиностойкости), сечение нижнего пояса $28 \times 24 \text{ см}$. Напрягаемая арматура окаймлена хомутами. Продольная арматура каркасов из стали класса А-III ($4\text{Ø}10$ А-III с $A_s = 3,14 \text{ см}^2$). Суммарный процент армирования

$$\mu = \frac{A_s + A'_s}{bh} = \frac{14,15 + 3,14}{2824} 100 = 2,57\%.$$

Приведенная площадь сечения $A_{red} = A + \Sigma A = 28 \times 24 + 14,15 \cdot 5,54 + 3,14 \cdot 6,15 = 769,7 \text{ см}^2$, где $\alpha_1 = E_s/E_b = 1,8 \cdot 10^5 / 0,325 \cdot 10^5 = 5,54$; $\alpha_2 = 2 \cdot 10^5 / 0,325 \cdot 10^5 = 6,15$ (для арматуры класса А-III).

Расчет нижнего пояса на трещиностойкость. Элемент относится к 3-й категории. Принимают механический способ натяжения арматуры. Значение предварительного напряжения в арматуре σ_{sp} при $p = 0,05 \sigma_{sp}$ назначают из условия $\sigma_{sp} + p \leq R_{s,ser}$; $\sigma_{sp} + 0,05 \sigma_{sp} \leq 1295 \text{ МПа}$; $\sigma_{sp} = 1295 / 1,05 = 1233,3 \text{ МПа}$. Принято $\sigma_{sp} = 1200 \text{ МПа}$.

Определяют потери предварительного напряжения в арматуре при $\gamma_{sp} = 1$.

Первые потери:

от релаксации напряжений в арматуре

$$\sigma_1 = [0,22 (\sigma_{sp} / R_{s,ser}) - 0,1] \sigma_{sp} = [0,22 (1200 / 1295) - 0,1] 1200 = 124,6 \text{ МПа};$$

от разности температур напрягаемой арматуры и натяжных устройств (при $\Delta t = 65^\circ\text{C}$)

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

от деформации анкеров

$$\sigma_3 = E_b \Delta l / l = 1,8 \cdot 10^5 \cdot 0,35 / 2500 = 25,2 \text{ МПа};$$

где $\Delta l = 1,25 + 0,15 d = 1,25 + 0,15 \cdot 15 = 3,5 \text{ мм};$

от быстронатекающей ползучести бетона при $\sigma_{bp}/R_{bp} = 17,8/28 = 0,636 < \alpha = 0,75$

$$\sigma_6 = 40 \cdot 0,85 \sigma_{bp} / R_{bp} = 40 \cdot 0,85 \cdot 0,636 = 31,6 \text{ МПа},$$

где $\sigma_{bp} = P_1 / A_{red} = 1371(1000) / 769,7 = 1781,2 \text{ Н/см}^2 = 17,8 \text{ МПа};$ $P_1 = A_s (\sigma_{sp} - \sigma_1 - \sigma_2 - \sigma_3) = 14,15(1200 - 124,6 - 81,2 - 25,2)(100) = 1371000 \text{ Н} = 1371,0 \text{ кН};$ $0,85$ — коэффициент, учитывающий тепловую обработку.

Первые потери составляют $\sigma_{\text{los.1}} = \sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_6 = 124,6 + 81,2 + 25,2 + 31,6 = 262,6 \text{ МПа}.$

Вторые потери:

от усадки бетона класса В40, подвергнутого тепловой обработке, $\sigma_8 = 40 \text{ МПа};$

от ползучести бетона при $\sigma_{bp}/R_{bp} = 17,4/28 = 0,621 < 0,75$ $\sigma_9 = 150\alpha \sigma_{bp}/R_{bp} = 150 \cdot 0,85 \cdot 0,621 = 79,2 \text{ МПа};$ где $\sigma_{bp} = 1340,6(100) / 769,7 = 1741,7 \text{ Н/см}^2 = 17,4 \text{ МПа};$ с учетом σ_6 $P_1 = 14,15(1200 - 252,6)(100) = 1340571 \text{ Н} = 1340,6 \text{ кН};$ $\alpha = 0,85$ — для бетона, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении.

Вторые потери составляют $\sigma_{\text{los.2}} = \sigma_8 + \sigma_9 = 40 + 79,2 = 119,2 \text{ МПа}.$

Полные потери $\sigma_{\text{los}} = \sigma_{\text{los.1}} + \sigma_{\text{los.2}} = 262,6 + 119,2 = 371,8 \text{ МПа}.$

Расчетный разброс напряжений при механическом способе натяжения принимают равным

$$\Delta \gamma_{sp} = 0,5 \frac{P}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{n_p}} \right) = 0,5 \frac{0,05 \sigma_{sp}}{\sigma_{sp}} \left(1 + \frac{1}{\sqrt{10}} \right) = 0,033.$$

Здесь $p = 0,05 \sigma_{sp}$, $n_p = 10$ шт. ($10 \varnothing 15 \text{ К-7}$). Так как $\Delta \gamma_{sp} = 0,033 < 0,1$, окончательно принимаем $\Delta \gamma_{sp} = 0,1$.

Сила обжатия при $\gamma_{sp} = 1 - \Delta \gamma_{sp} = 1 - 0,1 = 0,9$; $P = A_s (\sigma_{sp} - \sigma_{\text{los}}) \gamma_{sp} - (\sigma_8 + \sigma_9) A_{s1} = 14,15(1200 - 371,8)0,9 - (21,6 + 40 + 79,2)3,14 = 10105,0 \text{ МПа} \cdot \text{см}^2 = 1010,5 \text{ кН}.$

Усилие, воспринимаемое сечением при образовании трещин; $N_{cr} = \gamma_i R_{bt,ser} (A + 2A_s) + P = 0,85[2,1(10^{-1}) \times (67,2 + 2 \cdot 5,54 \cdot 14,15) + 1010,5] = 1006,9 \text{ кН},$ где $\gamma_i =$

$=0,85$ — коэффициент, учитывающий снижение трещиностойкости вследствие жесткости узлов фермы. Так как $N_{crc} = 1006,9 \text{ кН} < N_n = 1264,85 \text{ кН}$, условие трещиностойкости сечения не соблюдается, т. е. необходим расчет по раскрытию трещин.

Проверяют ширину раскрытия трещин по формуле (7.47) с коэффициентом, учитывающим влияние жесткости узлов $\gamma_i = 1,15$ от суммарного действия постоянной нагрузки и кратковременного действия полной снеговой нагрузки.

Приращение напряжения в растянутой арматуре от полной нагрузки

$$\sigma_s = \frac{N_{II} - P}{A_s} = \frac{1264,85 - 1127,7}{14,15} = 9,7 \text{ кН/см}^2 = 97,0 \text{ МПа}.$$

где $P = \gamma_{sp}[(\sigma_{sp} - \sigma_{los})A_s - (\sigma_6 + \sigma_8 + \sigma_9)A_{s1}] = 1[(1200 - 371,8)14,15 - (21,6 + 40 + 79,2)3,14](100) = 1\,127\,692 \text{ Н} = 1127,7 \text{ кН}$.

Приращение напряжения в растянутой арматуре от постоянной нагрузки $\sigma_{si} = (1024,9 - 1127,7)/14,15 = < 0$, следовательно, трещины от действия постоянной нагрузки не возникают.

Ширина раскрытия трещин от кратковременного действия полной нагрузки

$$a_{crc1} = \gamma_i \cdot 20(3,5 - 100\mu) \delta \varphi_l \eta \frac{\sigma_s}{E_s} \sqrt[3]{d} =$$

$$= 1,15 \cdot 20(3,5 - 100 \cdot 0,021) 1,2 \cdot 1 \cdot 1,2 \frac{97}{1,8 \cdot 10^5} \sqrt[3]{15} = 0,06 \text{ мм},$$

где δ — коэффициент, принимаемый для растянутых элементов 1,2; φ_l — коэффициент, принимаемый при учете продолжительного действия постоянных и длительных нагрузок, 1,5, кратковременных и непродолжительного действия постоянных и длительных нагрузок равным 1; $\eta = 1,2$ для канатов; $\mu = A_s/Bh = 14,15/(28 \cdot 24) = 0,021$; $d = 15 \text{ мм}$ — диаметр каната К-7.

Тогда $a_{crc} = a_{crc1} - a_{crc1}' + a_{crc2} = 0,06 - 0 + 0 = 0,06 \text{ мм} < [0,15] \text{ мм}$; $a_{crc2} = 0$.

Кроме выполненного делают расчет по раскрытию трещин на действие постоянной и длительной — 30 % снеговой нагрузки с $N_{nl} = 1096,9 \text{ кН}$ (см. табл. 18.11).

Расчет растянутого раскоса Р2. Растягивающее усилие в раскосе: нормативное значение усилия от постоянной и полной снеговой нагрузок $N_n = 565,35 \text{ кН}$; нормативное значение усилия от постоянной и длительной (30 % снеговой) нагрузок $N_{nl} = 490,28 \text{ кН}$; расчет-

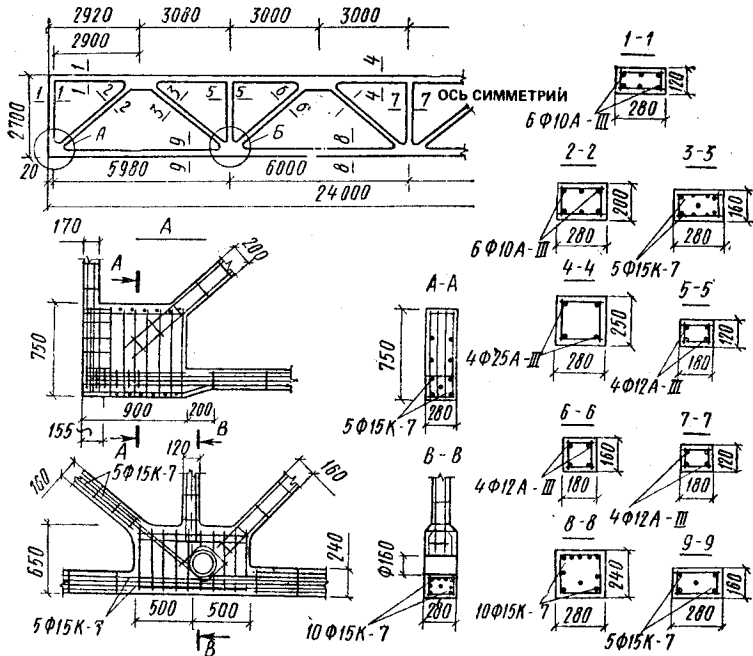


Рис. 18.22. Армирование фермы с параллельными поясами пролетом $l=24$ м

ное значение усилия от постоянной и полной снеговой нагрузок $N=674,2$ кН.

Напрягаемая арматура раскоса $5\varnothing 15$ класса К-7 (заводится из нижнего пояса) с площадью $A=7,075$ см². Угол поворота оси $\theta=0,66$ рад при $\alpha=37,8^\circ$ (рис. 18.22). Натяжение выполняется на упоры, способ натяжения — механический. Необходимая площадь сечения арматуры из условия прочности сечения $A_s=674,2(1000)/1,15 \times 1080(100)=5,42$ см² < 7,075 см². Принятой площади сечения арматуры достаточно.

Назначают сечение раскоса 28×16 .

Расчет по образованию и раскрытию трещин выполняют по данным гл. 7.

Схема армирования фермы дана на рис. 18.22.

РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ БЕТОНА, МПа

Расчетное сопротивление	Бетон	Класс бетона по прочности на сжатие										
		B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призмента прочность) R_b	Тяжелый и мелкозернистый	7,5	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	25	27,5	30	33
	Легкий	7,5	8,5	11,5	14,5	17	19,5	22	—	—	—	—
Растяжение осевое R_{bt}	Тяжелый	0,66	0,75	0,9	1,05	1,2	1,3	1,4	1,45	1,55	1,6	1,65
	Мелкозернистый вида:											
	А	0,66	0,75	0,9	1,05	1,2	1,3	1,4	—	—	—	—
	Б	0,565	0,635	0,765	0,9	1	—	—	—	—	—	—
	В	—	0,75	0,9	0,5	1,2	1,3	1,4	1,45	1,55	1,6	1,65
	Легкий при мелком заполнителе: плотном	0,66	0,75	0,9	1,05	1,2	1,3	1,4	—	—	—	—
	пористом	0,66	0,735	0,8	0,9	1	1,1	1,2	—	—	—	—

КОЭФФИЦИЕНТЫ УСЛОВИЙ РАБОТЫ БЕТОНА

Факторы, обуславливающие введение коэффициентов	Условное обозначение коэффициента	Значение	Вид расчетного сопротивления, умножаемого на коэффициент
<p>Многократное повторение нагрузок</p>	γ_{bt}	См. табл. 18.3 в тексте	—
<p>Длительность действия нагрузки (при расчете на прочность):</p> <p>а) при учете постоянных, длительных и кратковременных нагрузок, кроме нагрузок непродолжительного действия (крановых, ветровых, нагрузок, возникающих при изготовлении, транспортировании), а также особых нагрузок, вызванных деформациями просадочных и вечномерзлых грунтов:</p> <p>для бетонов естественного твердения и подвергнутых тепловой обработке, если конструкция эксплуатируется в благоприятных для наращивания прочности бетона</p> <p>условиях (при влажности воздуха более 75 %, твердение под водой)</p>	γ_{bt}	1	R_b, R_{bt}
<p>в остальных случаях</p>	γ_{bt}	0,9	R_b, R_{bt}
<p>б) при учете постоянных, длительных, кратковременных, а также особых нагрузок</p>	γ_{bt}	1,1	R_b, R_{bt}

НОРМАТИВНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ БЕТОНА, МПа

Нормативное сопротивление	Бетон	Класс бетона по прочности на сжатие										
		B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
Сжатие осевое (призменная прочность) R_{bn}	Тяжелый и мелкозернистый	9,5	11	15	18,5	22	2,25	29	32	36	39,5	43
	Легкий	9,5	11	15	18,5	22	2,5	29	—	—	—	—
Растяжение осевое $R_{btн}$	Тяжелый	1	1,15	1,4	1,6	1,8	1,95	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5
	Мелкозернистый	1	1,15	1,4	1,6	1,8	1,95	2,1	—	—	—	—
	вида: А	0,85	0,95	1,15	1,35	1,5	—	—	—	—	—	—
	Б	—	1,15	1,4	1,6	1,8	1,95	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5
	Легкий при мелком заполнителе: плотном	1	1,15	1,4	1,6	1,8	1,95	2,1	—	—	—	—
	пористом	—	1,1	1,2	1,35	1,5	1,65	1,8	—	—	—	—

НАЧАЛЬНЫЙ МОДУЛЬ УПРУГОСТИ БЕТОНА E_0 ПРИ СЖАТИИ И РАСТЯЖЕНИИ, МПа

Бетон	Класс бетона по прочности на сжатие											
	B12,5	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60	
Тяжелый естественного твердения подвергнутый тепловой обработке	21	23	27	30	32,5	34,5	36	37,5	39	39,5	40	
	19	20,5	24	27	29	31	32,5	34	35	35,5	36	
Мелкозернистый вида А: естественного твердения подвергнутый тепловой обработке	17,5	19,5	22	24	26	27,5	28,5	—	—	—	—	
	15,5	17	20	21,5	23	24	24,5	—	—	—	—	
Мелкозернистый вида Б: естественного твердения подвергнутый тепловой обработке	15,5	17	20	21,5	23	—	—	—	—	—	—	
	14,5	15,5	17,5	19	20,5	—	—	—	—	—	—	
Мелкозернистый вида В	—	16,5	18	19,5	21	22	23	23,5	24	24,5	25	
Легкий марки по плотности: 1400 1600 1800 2000	11,7	12,5	13,5	14,5	15,5	—	—	—	—	—	—	
	13,2	14	15,5	16,5	17,5	18	—	—	—	—	—	
	14,7	15,5	17,0	18,5	19,5	20,5	21,0	—	—	—	—	
	17	18	19,5	21	22	23	23,5	—	—	—	—	

Примечание. Данные таблицы при пользовании необходимо умножать на 10^3 .

1. НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ,
МОДУЛЬ УПРУГОСТИ СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ

Класс арматуры	Нормативное сопротивление R_{st}	Расчетное сопротивление, МПа			Модуль упругости E_s
		растяжению		сжатию R_{sc}	
		продольной R_s	поперечной и отогнутой R_{sz}		
A-I	235	225	175	225	210 000
A-II	295	280	225	280	210 000
A-III, диаметром 8—6 мм	390	355	285*	355	200 000
A-III и Ат-IIIС, диаметром 10...40 мм	390	365	290*	365	200 000
A-IV и Ат-IVС	590	510	405	400	190 000
A-V и Ат-V	785	680	545	400	190 000
A-VI и Ат-VI	980	815	650	400	190 000
A-IIIв с контролем: удлинения и напряжения	540	490	390	200	180 000
только удлинения	540	450	360	200	180 000

* В сварных каркасах для хомутов из арматуры класса А-III, диаметр которых меньше $\frac{1}{3}$ диаметра продольных стержней, значения R_{sw} принимают равным 255 МПа.

2. НОРМАТИВНЫЕ И РАСЧЕТНЫЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ,
МОДУЛЬ УПРУГОСТИ ПРОВОЛОЧНОЙ АРМАТУРЫ
И ПРОВОЛОЧНЫХ КАНАТОВ

Класс	Диаметр, мм	Нормативное сопротивление R_{sp}	Расчетное сопротивление, МПа			Модуль упругости E_s , МПа
			растяжению		сжатию R_{sc}	
			продольной R_s	поперечной и отогнутой R_{sw}		
Bp-I	3	410	375	270	375	170 000
	4	405	365	265	365	
	5	395	360	260	360	
B-II	3	1490	1240	990	400	200 000
	4	1410	1180	940		
	5	1335	1100	890		
	6	1255	1050	835		
	7	1175	980	785		
	8	1100	915	730		
Bp-II	3	1460	1205	970	400	200 000
	4	1370	1145	915		
	5	1255	1055	835		
	6	1175	980	785		
	7	1100	915	730		
	8	1020	850	670		
K-7	6	1450	1200	975	400	180 000
	9	1370	1145	915		
	12	1335	1100	890		
	15	1295	1080	865		
K-19	14	1410	1175	940	400	180 000

РАСЧЕТНЫЕ ПЛОЩАДИ ПОПЕРЕЧНЫХ СЕЧЕНИЙ И МАССА АРМАТУРЫ; СОРТАМЕНТ ГОРЯЧЕКАТАНОЙ СТЕРЖНЕВОЙ АРМАТУРЫ ПЕРИОДИЧЕСКОГО ПРОФИЛЯ, ОБЫКНОВЕННОЙ И ВЫСОКОПРОЧНОЙ АРМАТУРНОЙ ПРОВОЛОКИ

Диаметр, мм	Расчетные площади поперечного сечения, см ² , при числе стержней										Масса, кг/м	Сортамент горячекатаной арматуры периодического профиля из стали классов						Сортамент арматурной проволоки				
												A-II	A-III	A-IV	A-IVC	A-V	A-VI	A-VI	B-I	B-II Bp-II		
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10												
3	0,071	0,14	0,21	0,28	0,35	0,42	0,49	0,57	0,64	0,71	0,052								X	X	X	X
4	0,126	0,25	0,38	0,5	0,63	0,76	0,88	1,01	1,13	1,26	0,092								X	X	X	X
5	0,196	0,39	0,59	0,79	0,98	1,18	1,37	1,57	1,77	1,96	0,144								X	X	X	X
6	0,283	0,57	0,85	1,13	1,42	1,7	1,98	2,26	2,55	2,83	0,222								X	X	X	X
7	0,385	0,77	1,15	1,54	1,92	2,31	2,69	3,08	3,46	3,85	0,302								X	X	X	X
8	0,503	1,01	1,51	2,01	2,51	3,02	3,52	4,02	4,53	5,03	0,395								X	X	X	X
9	0,636	1,27	1,91	2,54	3,18	3,82	4,45	5,09	5,72	6,36	0,499								X	X	X	X
10	0,785	1,57	2,36	3,14	3,93	4,71	5,5	6,28	7,07	7,85	0,617								X	X	X	X
12	1,313	2,26	3,39	4,52	5,65	6,79	7,92	9,05	10,18	11,31	0,888								X	X	X	X
14	1,539	3,08	4,62	6,16	7,69	9,23	10,77	12,31	13,85	15,39	1,208								X	X	X	X
16	2,011	4,02	6,03	8,04	10,05	12,06	14,07	16,08	18,1	20,11	1,578								X	X	X	X
18	2,545	5,09	7,63	10,18	12,72	15,27	17,81	20,36	22,90	25,45	1,998								X	X	X	X
20	3,142	6,28	9,41	12,56	15,71	18,85	21,99	25,14	28,28	31,42	2,466								X	X	X	X
22	3,801	7,6	11,4	15,2	19	22,81	26,61	30,41	34,21	38,01	2,984								X	X	X	X
24	4,909	9,82	14,73	19,63	24,54	29,45	34,36	39,27	44,13	49,09	3,853								X	X	X	X
25	6,158	12,32	18,47	24,63	30,79	36,95	43,1	49,26	55,42	61,58	4,834								X	X	X	X
32	8,042	16,08	24,13	32,17	40,21	48,25	56,3	64,34	72,38	80,42	6,313								X	X	X	X
36	10,18	20,36	30,54	40,72	50,9	61,08	71,26	81,44	91,62	101,8	7,99								X	X	X	X
40	12,56	25,12	37,68	50,24	62,8	75,36	87,92	100,48	113,04	125,6	9,87								X	X	X	X

Примечание. Знаком «X» отмечены прокладываемые диаметры арматуры.

СОСТАМЕНТ (сокращенный) СВАРНЫХ СЕТОК
ПО ГОСТ 8478—81 (см. рис. 1.19)

Марка сетки	Марка сетки
$\frac{5 \text{ Вр-1-100}}{5 \text{ Вр-1-100}} 1040 \times L \frac{C_1}{20}$	$\frac{5 \text{ Вр-1-100}}{5 \text{ Вр-1-100}} 1540 \times L \frac{C_1}{20}$
$\frac{5 \text{ Вр-1-200} + (\times 100) + 200}{5 \text{ Вр-1-150}} 1140 \times$ $\times L \frac{C_1}{20}$	$\frac{5 \text{ Вр-1-100}}{5 \text{ Вр-1-50}} 1540 \times L \frac{C_1}{20}$
$\frac{4 \text{ Вр-1-}(\times 200) + 100}{4 \text{ Вр-1-}(\times 200) + 100} 1140 \times L \frac{C}{20}$	$\frac{4 \text{ Вр-1-200}}{4 \text{ Вр-1-100}} 1660 \times L \frac{C_1}{30}$
	$\frac{4 \text{ Вр-1-200}}{4 \text{ Вр-1-200}} 1660 \times L \frac{C_1}{30}$
	$\frac{5 \text{ Вр-1-100}}{5 \text{ Вр-1-100}} 2350 \times L \frac{C_1}{30}$
$\frac{5 \text{ Вр-1-100}}{5 \text{ Вр-1-100}} 1280 \times L \frac{C_1}{40}$	$\frac{5 \text{ Вр-1-}(\times 200) + 1000}{4 \text{ Вр-1-}(\times 250) + 100} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$
$\frac{5 \text{ Вр-1-100}}{5 \text{ Вр-1-50}} 1280 \times L \frac{C_1}{40}$	$\frac{4 \text{ Вр-1-100}}{4 \text{ Вр-1-}(\times 250) + 100} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$
$\frac{4 \text{ Вр-1-200}}{4 \text{ Вр-1-399}} 1290 \times L \frac{C_1}{45}$	$\frac{4 \text{ Вр-1-100}}{4 \text{ Вр-1-200}} 2940 \times L \frac{C_1}{20}$
$\frac{4 \text{ Вр-1-200}}{8 \text{ АИИ-230}} 1290 \times L \frac{C_1}{45}$	$\frac{5 \text{ Вр-1-}(\times 200) + 100}{5 \text{ Вр-1-150}} 2960 \times L \frac{C_1}{30}$
$\frac{4 \text{ Вр-1-200}}{8 \text{ АИИ-200}} 1290 \times L \frac{C_1}{45}$	$\frac{5 \text{ Вр-1-}(\times 200) + 100}{6 \text{ АИИ-150}} 2960 \times L \frac{C_1}{30}$
$\frac{4 \text{ Вр-1-}(\times 200) + 100}{4 \text{ Вр-1-}(\times 200) + 100} 1340 \times L \frac{C_1}{20}$	$\frac{4 \text{ Вр-1-}(\times 200) + 100}{8 \text{ АИИ-150}} 2960 \times L \frac{C_1}{30}$

Марка сетки		Марка сетки	
$\frac{4 \text{ Вр-1-200}}{4 \text{ Вр-1-200}}$	$1440 \times L \frac{C_1}{20}$	$\frac{5 \text{ Вр-1-200}}{5 \text{ Вр-1-150}}$	$3030 \times L \frac{C_1}{15}$
$\frac{4 \text{ Вр-1-200}}{5 \text{ Вр-1-200}}$	$1440 \times L \frac{C_1}{20}$	$\frac{5 \text{ Вр-1-200}}{6 \text{ АIII-150}}$	$3030 \times L \frac{C_1}{15}$
$\frac{4 \text{ Вр-1-200}}{5 \text{ Вр-1-200}}$	$1440 \times L \frac{C_1}{20}$	$\frac{4 \text{ Вр-1-200}}{8 \text{ АIII-150}}$	$3030 \times L \frac{C_1}{15}$
$\frac{4 \text{ Вр-1-200}}{4 \text{ Вр-1-100}}$	$1500 \times L \frac{C_1}{50}$	$\frac{5 \text{ Вр-1-200}}{5 \text{ Вр-1-150}}$	$3260 \times L \frac{C_1}{30}$

ПРИЛОЖЕНИЕ 8

СОРТАМЕНТ АРМАТУРНЫХ КАНАТОВ

Класс каната	Номинальный диаметр каната, мм	Диаметр проволочек, мм	Площадь поперечного сечения каната, см ²	Теоретическая масса 1 м длины каната, кг
К-7	6	2	0,227	0,173
К-7	9	3	0,51	0,402
К-7	12	4	0,906	0,714
К-7	15	5	1,416	1,116
К-19	14	2,8	1,287	1,020

СООТНОШЕНИЯ МЕЖДУ ДИАМЕТРАМИ СВАРИВАЕМЫХ
СТЕРЖНЕЙ И МИНИМАЛЬНЫЕ РАССТОЯНИЯ
МЕЖДУ СТЕРЖНЯМИ В СВАРНЫХ СЕТКАХ И КАРКАСАХ,
ИЗГОТОВЛЯЕМЫХ С ПОМОЩЬЮ КОНТАКТНОЙ
ТОЧЕЧНОЙ СВАРКИ

Диаметр стержня одно- го направления, мм . . .	3	6	8	10	12	14	16
Наименьший допустимый диаметр стержня друго- го направления, мм . . .	3	3	3	3	3	4	4
Наименьшее допустимое расстояние между осями стержней одного направ- ления, мм	50	50	75	75	75	75	75
То же продольных стерж- ней при двухрядном их расположении в кар- касе, мм	—	30	30	30	40	40	40

Продолжение прил. 9

Диаметр стержня одно- го направления, мм . . .	18	20	22	25	28	32	40
Наименьший допустимый диаметр стержня друго- го направления, мм . . .	5	5	6	8	8	8	10
Наименьшее допустимое расстояние между осями стержней одного направ- ления, мм	100	100	100	150	150	150	200
То же продольных стерж- ней при двухрядном их расположении в кар- касе, мм	40	50	50	50	60	70	80

ИЗГИБАЮЩИЕ МОМЕНТЫ И ПОПЕРЕЧНЫЕ СИЛЫ НЕРАЗРЕЗНЫХ ТРЕХПРОЛЕТНЫХ БАЛОК
С РАВНЫМИ ПРОЛЕТАМИ

При равномерно распределенной нагрузке $M = (\alpha g + \beta v) l^2$; $Q = (\gamma g + \delta v) l$.
При сосредоточенной нагрузке $M = (\alpha C + \beta V)$, $Q = \gamma C + \delta V$.

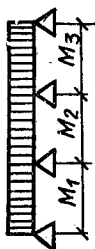
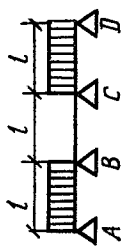


Схема нагрузки	Пролетные моменты		Опорные моменты		Поперечные силы					
	M_1	M_2	M_B	M_C	Q_A	Q_B^I	Q_B^{II}	Q_C^I	Q_C^{II}	Q_D
	0,08	0,025	-0,1	-0,1	0,4	-0,6	0,5	-0,5	0,6	-0,4
	0,101	-0,05	-0,05	-0,05	0,45	-0,55	0	0	0,55	-0,45
	-0,025	0,075	-0,05	-0,05	-0,05	-0,05	0,5	-0,5	0,05	0,05
	-	-	-0,117	-0,033	0,383	-0,617	0,583	-0,417	0,033	0,033

Схема нагрузки	Пролетные моменты		Опорные моменты		Поперечные силы					
	M_1	M_2	M_B	M_C	Q_A	Q_B^I	Q_B^{II}	Q_C^I	Q_C^{II}	Q_D
	—	—	—0,067	—0,017	0,433	—0,567	0,083	+0,093	—0,017	—0,017
	0,244	0,067	—0,267	—0,267	0,733	—1,267	1	—1	1,267	—0,733
	0,289	—0,133	—0,133	—0,133	0,866	—1,133	0	0	1,133	—0,866
	—0,044	0,2	—0,133	—0,133	—0,133	—0,133	1	—1	0,133	0,133
	—	—	—0,311	—0,089	0,689	—1,311	1,222	—0,778	0,089	0,089
	—	—	—0,178	—0,044	0,822	—1,178	0,222	0,222	0,044	—0,044

ТАБЛИЦЫ ДЛЯ РАСЧЕТА МНОГОЭТАЖНЫХ
МНОГОПРОЛЕТНЫХ РАМ

Расчетная схема рамы — регулярная применительно к сборным железобетонным конструкциям заводского изготовления. Высоты этажей равные, сечение стоек во всех этажах постоянное. Ригели рамы на крайних опорах рассматриваются в двух случаях:

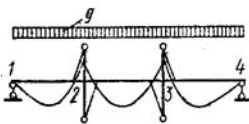
1) шарнирно опертые; 2) жестко соединенные с колоннами.

Опорные моменты ригелей $M = (\alpha g + \beta v) l^2$; здесь значение коэффициентов α и β зависит от схемы загрузки ригеля постоянной нагрузкой g и временной нагрузкой v , а также от отношения погонных жесткостей ригеля и стойки $k = B l_{col} / l B_{col}$, где B, l — жесткость и пролет ригеля; B_{col}, l_{col} — жесткость и длина стойки (высота этажа).

Пролетные моменты ригелей и поперечные силы определяются по значению опорных моментов ригелей и нагрузкам соответствующих загружений.

Изгибающие моменты стоек определяют по разности абсолютных значений опорных моментов ригелей в узле ΔM , которая распределяется между стойками, примыкающими к узлу снизу и сверху, в средних этажах поровну $M = 0,5 \Delta M$, в первом этаже $M = 0,4 \Delta M$, в верхнем этаже $M = \Delta M$. При этом для определения изгибающих моментов стоек вычисляют опорные моменты ригелей для первого этажа при значении k , увеличенном в 1,2 раза, а для верхнего этажа — при значении k , увеличенном в 2 раза.

1. РИГЕЛИ РАМЫ, ШАРНИРНО ОПЕРТЫЕ НА КРАЙНИЕ
ОПОРЫ

Схемы загрузки и эпюры моментов	k	Опорные моменты		
		M_{21}	M_{23}	M_{32}
	0,5	-0,121	-0,087	-0,087
	1	-0,118	-0,089	-0,089
	2	-0,114	-0,091	-0,091
	3	-0,111	-0,093	-0,093
	4	-0,109	-0,094	-0,094
	5	-0,108	-0,095	-0,095
	6	-0,108	-0,096	-0,096

Схемы загрузки и эпюры моментов	k	Спорные моменты		
		M_{21}	M_{23}	M_{32}
	0,5	-0,112	-0,009	-0,009
	1	-0,103	-0,015	-0,015
	2	-0,091	-0,023	-0,023
	3	-0,083	-0,028	-0,028
	4	-0,078	-0,031	-0,031
	5	-0,074	-0,034	-0,034
	6	-0,072	-0,036	-0,036
	0,5	-0,009	-0,078	-0,078
	1	-0,015	-0,074	-0,074
	2	-0,023	-0,068	-0,068
	3	-0,028	-0,065	-0,065
	4	-0,031	-0,063	-0,063
	5	-0,034	-0,062	-0,062
	6	-0,036	-0,060	-0,060
	0,5	-0,122	-0,094	-0,070
	1	-0,120	-0,100	-0,065
	2	-0,119	-0,105	-0,056
	3	-0,118	-0,108	-0,051
	4	-0,117	-0,110	-0,047
	5	-0,117	-0,111	-0,044
	6	-0,117	-0,112	-0,042

2. РИГЕЛИ РАМЫ НА КРАЙНИХ ОПОРАХ, ЖЕСТКО СОЕДИНЕННЫЕ С КОЛОННАМИ

Схемы загрузки и эпюры моментов	k	Опорные моменты			
		M_{12}	M_{21}	M_{23}	M_{32}
	0,5	-0,072	-0,090	-0,083	-0,083
	1	-0,063	-0,091	-0,085	-0,085
	2	-0,054	-0,093	-0,087	-0,087
	3	-0,046	-0,095	-0,088	-0,088
	4	-0,039	-0,097	-0,089	-0,089
	5	-0,033	-0,099	-0,090	-0,090
	6	-0,027	-0,100	-0,091	-0,091
	0,5	-0,077	-0,079	-0,006	-0,006
	1	-0,070	-0,074	-0,012	-0,012
	2	-0,062	-0,068	-0,018	-0,018
	3	-0,055	-0,065	-0,022	-0,022
	4	-0,048	-0,063	-0,026	-0,026
	5	-0,042	-0,063	-0,028	-0,028
	6	-0,036	-0,062	-0,030	-0,030
	0,5	0,005	-0,011	-0,077	-0,077
	1	0,007	-0,017	-0,073	-0,073
	2	0,008	-0,025	-0,069	-0,069
	3	0,009	-0,030	-0,066	-0,066
	4	0,009	-0,034	-0,063	-0,063
	5	0,009	-0,036	-0,062	-0,062
	6	0,009	-0,038	-0,061	-0,061
	0,5	-0,071	-0,092	-0,088	-0,072
	1	-0,062	-0,095	-0,094	-0,066
	2	-0,052	-0,101	-0,098	-0,059
	3	-0,045	-0,107	-0,100	-0,054
	4	-0,037	-0,112	-0,102	-0,050
	5	-0,032	-0,115	-0,104	-0,046
	6	-0,026	-0,117	-0,105	-0,043

ФОРМУЛЫ ДЛЯ РАСЧЕТА ДВУХВЕТВЕВЫХ И СТУПЕНЧАТЫХ КОЛОНН

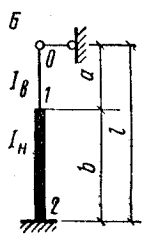
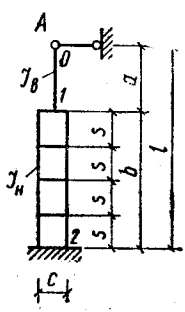


Схема загрузки	Опорная реакция R
	$R_{\Phi} = \frac{3E_b I_B}{l^2 (1 + k + k_1)}$
	$R_{\Delta} = \frac{3E_b I_B}{l^3 (1 + k + k_1)}$


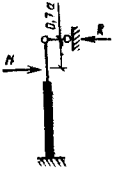

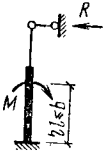
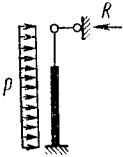
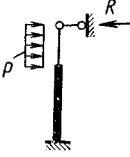
Схема нагружения	Опорная реакция R
	$R = \frac{3M(1 - \alpha^2)}{2l(1 + k + k_1)}$
	$R = \frac{H(1 - \alpha + k_1)}{1 + k + k_1}$
	$R = \frac{3M(1 + k/\alpha)}{2l(1 + k + k_1)}$
	$R = \frac{3M \eta (2 - \eta)}{2l(1 + k + k_1)}$
	$R = \frac{3pl[1 + \alpha k + 1,33(1 + \alpha)k_1]}{8(1 + k + k_1)}$

Схема нагружения	Опорная реакция R
 <p>The diagram shows a vertical column fixed at the bottom. The column is divided into two parts: a lower part of length l and an upper part of length a. A horizontal force R is applied at the top of the column. A distributed load p is applied to the upper part of the column.</p>	$R = \frac{\rho l [3(1 + \alpha k) - (3 + \alpha)(1 - \alpha)^3 + k_1]}{8(1 + k + k_1)}$

Обозначения: $\alpha = a/l$; $k = \alpha^3(I_n/I_b - 1)$; $k_1 = (1 - \alpha)^3 I_n / 8n^2 l$; $I_n = Ac^2/2$; A — площадь сечения ветви, n — число панелей двухветвевой колонны. Остальные обозначения см. на рис. А.

В расчете ступенчатых колонн (рис. Б) при определении реакции R сплошных ступенчатых колонн следует в формулах, приведенных выше для двухветвевых колонн, принять $k=0$, а момент инерции I_n нижней подкрановой части колонны определять как для сплошного сечения.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Предисловие	3
Введение	4
Часть I. Сопротивление железобетона и элементы железобетонных конструкций	9
Глава 1. Основные физико-механические свойства бетона, стальной арматуры и железобетона	9
1.1. Бетон	9
1.1.1. Общие сведения	9
1.1.2. Структура бетона и ее влияние на прочность и деформативность	10
1.1.3. Усадка бетона и начальные напряжения	12
1.1.4. Прочность бетона	14
1.1.5. Деформативность бетона	24
1.1.6. Модуль деформаций и мера ползучести бетона	31
1.1.7. Особенности физико-механических свойств некоторых видов бетона	35
1.2. Арматура	36
1.2.1. Назначение и виды арматуры	36
1.2.2. Механические свойства арматурных сталей	37
1.2.3. Классификация арматуры	42
1.2.4. Применение арматуры в конструкциях	44
1.2.5. Арматурные сварные изделия	45
1.2.6. Арматурные проволочные изделия	48
1.2.7. Соединение арматуры	49
1.2.8. Неметаллическая арматура	52
1.3. Железобетон	53
1.3.1. Особенности заводского производства	53
1.3.2. Средняя плотность железобетона	55
1.3.3. Предварительно напряженный железобетон и способы создания предварительного напряжения	55
1.3.4. Сцепление арматуры с бетоном	58
1.3.5. Анкеровка арматуры в бетоне	60
1.3.6. Защитный слой бетона в железобетонных элементах	65
1.3.7. Усадка железобетона	66
1.3.8. Ползучесть железобетона	69
1.3.9. Воздействие температуры на железобетон	71
1.3.10. Коррозия железобетона и меры защиты от нее	72
1.3.11. Некоторые специальные виды железобетона	73
Глава 2. Экспериментальные основы теории сопротивления железобетона и методы расчета железобетонных конструкций	76
2.1. Экспериментальные данные о работе железобетона под нагрузкой	76
2.1.1. Значение экспериментальных исследований	76
2.1.2. Три стадии напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов	77
2.1.3. Процесс развития трещин в растянутых зонах бетона	80
2.2. Развитие методов расчета сечений	81
2.2.1. Метод расчета по допускаемым напряжениям	81
2.2.2. Метод расчета по разрушающим усилиям	83

2.3.	Метод расчета конструкций по предельным состояниям	86
2.3.1.	Сущность метода	86
2.3.2.	Две группы предельных состояний	86
2.3.3.	Расчетные факторы	87
2.3.4.	Классификация нагрузок. Нормативные и расчетные нагрузки	88
2.3.5.	Степень ответственности зданий и сооружений	91
2.3.6.	Нормативные и расчетные сопротивления бетона	91
2.3.7.	Нормативные и расчетные сопротивления арматуры	93
2.3.8.	Три категории требований к трещиностойкости железобетонных конструкций	95
2.3.9.	Основные положения расчета	98
2.4.	Предварительные напряжения в арматуре и бетоне	101
2.4.1.	Значения предварительных напряжений	101
2.4.2.	Потери предварительных напряжений в арматуре	103
2.4.3.	Напряжения в ненапрягаемой арматуре	108
2.4.4.	Усилия предварительного обжатия бетона	108
2.4.5.	Приведенное сечение	109
2.4.6.	Напряжения в бетоне при обжатии	110
2.4.7.	Последовательность изменения предварительных напряжений в элементах после загрузки внешней нагрузкой	110
2.5.	Общий способ расчета прочности элементов	115
2.5.1.	Условия прочности	115
2.5.2.	Граничная относительная высота сжатой зоны	117
2.5.3.	Предельный процент армирования	119
2.6.	Напряжения в ненапрягаемой арматуре с условным пределом текучести при смешанном армировании	120
Глава 3.	Изгибаемые элементы	125
3.1.	Конструктивные особенности	125
3.2.	Расчет прочности по нормальным сечениям элементов любого профиля	135
3.3.	Расчет прочности по нормальным сечениям элементов прямоугольного и таврового профиля	138
3.4.	Расчет прочности элементов по нормальным сечениям при косом изгибе	147
3.5.	Расчет прочности элементов по наклонным сечениям	150
3.5.1.	Опытные данные	150
3.5.2.	Расчет прочности по наклонным сечениям на действие поперечной силы и изгибающего момента	151
3.5.3.	Расчет поперечных стержней	157
3.5.4.	Условия прочности по наклонным сечениям на действие изгибающего момента	159
Глава 4.	Сжатые элементы	162
4.1.	Конструктивные особенности сжатых элементов	162
4.2.	Расчет элементов любого симметричного сечения, внецентренно сжатых в плоскости симметрии	168
4.3.	Расчет внецентренно сжатых элементов прямоугольного сечения	174
4.4.	Расчет внецентренно сжатых элементов таврового и двутаврового сечений	178
4.5.	Расчет элементов кольцевого сечения	181
4.6.	Сжатые элементы, усиленные косвенным армирова-	

	нием	182
	Контрольные вопросы для самостоятельной проработки материала гл. 4	187
Глава 5.	Растянутые элементы	187
5.1.	Конструктивные особенности	187
5.2.	Расчет прочности центрально растянутых элементов	190
5.3.	Расчет прочности элементов симметричного сечения, внецентренно растянутых в плоскости симметрии	191
	Контрольные вопросы для самостоятельной проработки материала гл. 5	193
Глава 6.	Элементы, подверженные изгибу с кручением	193
6.1.	Общие сведения	193
6.2.	Расчет элементов прямоугольного сечения	196
Глава 7.	Трещиностойкость и перемещения железобетонных элементов	199
7.1.	Общие положения	199
7.2.	Сопротивление образованию трещин центрально растянутых элементов	199
7.3.	Сопротивление образованию трещин изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов	200
7.3.1.	Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента	200
7.3.2.	Определение $M_{срс}$ при упругой работе бетона сжатой зоны	201
7.3.3.	Определение момента $M_{срс}$ при неупругой работе бетона сжатой зоны	204
7.3.4.	Определение $M_{срс}$ по способу ядровых моментов	206
7.3.5.	Расчет по образованию трещин, наклонных к оси элемента	208
7.4.	Сопротивление раскрытию трещин. Общие положения расчета	209
7.5.	Сопротивление раскрытию трещин центрально растянутых элементов	211
7.5.1.	Определение коэффициента ψ_s	211
7.5.2.	Определение напряжений в растянутой арматуре	213
7.5.3.	Определение расстояния между трещинами	214
7.6.	Сопротивление раскрытию трещин изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов	215
7.6.1.	Определение коэффициента ψ_s	215
7.6.2.	Значение коэффициента ψ_b	218
7.6.3.	Определение напряжений в бетоне и арматуре в сечениях с трещиной	218
7.6.4.	Определение расстояния между трещинами	223
7.6.5.	Закрытие трещин	224
7.7.	Кривизна оси при изгибе, жесткость и перемещения железобетонных элементов	225
7.7.1.	Общие положения расчета	225
7.7.2.	Кривизна оси при изгибе и жесткость железобетонных элементов на участках без трещин	226
7.7.3.	Кривизна оси при изгибе и жесткость железобетонных элементов на участках с трещинами	227

7.7.4.	Перемещение железобетонных элементов	229
7.8.	Жесткость внецентренно сжатых элементов, изгибаемых элементов при знакопеременном нагружении	233
7.8.1.	Жесткость внецентренно сжатых элементов с учетом трещин в растянутых зонах	233
7.8.2.	Жесткость изгибаемых элементов при знакопеременном нагружении	234
7.9.	Учет влияния начальных трещин в бетоне сжатой зоны предварительно напряженных элементов	236
	Контрольные вопросы для самостоятельной проработки материала главы 7	237
Глава 8.	Сопротивление железобетона динамическим воздействиям	238
8.1.	Колебания элементов конструкций	238
8.1.1.	Динамические нагрузки	238
8.1.2.	Свободные колебания элементов с учетом неупругого сопротивления железобетона	239
8.1.3.	Вынужденные колебания элементов	243
8.1.4.	Динамическая жесткость элементов железобетонных конструкций	245
8.2.	Расчет элементов конструкции на динамические нагрузки по предельным состояниям	246
8.2.1.	Общие положения	246
8.2.2.	Предельные состояния первой группы	247
8.2.3.	Предельные состояния второй группы	250
Глава 9.	Основы проектирования железобетонных элементов минимальной расчетной стоимости	252
9.1.	Зависимости для определения стоимости железобетонных элементов	252
9.2.	Проектирование железобетонных элементов минимальной стоимости	255
Часть II. Железобетонные конструкции зданий и сооружений		262
Глава 10.	Общие принципы проектирования железобетонных конструкций зданий	262
10.1.	Принципы компоновки железобетонных конструкций	262
10.1.1.	Конструктивные схемы	262
10.1.2.	Деформационные швы	264
10.2.	Принципы проектирования сборных элементов	266
10.2.1.	Типизация сборных элементов	266
10.2.2.	Унификация размеров и конструктивных схем зданий	267
10.2.3.	Укрупнение элементов	269
10.2.4.	Технологичность сборных элементов	269
10.2.5.	Расчетные схемы сборных элементов в процессе транспортирования и монтажа	271
10.2.6.	Стыки и концевые участки элементов сборных конструкций	273
10.2.7.	Технико-экономическая оценка железобетонных конструкций	279
Глава 11.	Конструкции плоских перекрытий	280
11.1.	Классификация плоских перекрытий	280
11.2.	Балочные сборные перекрытия	282

11.2.1. Компоновка конструктивной схемы перекрытия	282
11.3.2. Расчет плиты, второстепенных и главных балок	283
11.3.3. Конструирование плиты, второстепенных и главных балок	292
11.3. Ребристые монолитные перекрытия с балочными плитами	305
11.3.1. Компоновка конструктивной схемы перекрытия	305
11.3.2. Расчет плиты, второстепенных и главных балок	306
11.3.3. Конструирование плиты, второстепенных и главных балок	310
11.4. Ребристые монолитные перекрытия с плитами, опертыми по контуру	312
11.4.1. Конструктивные схемы перекрытий	312
11.4.2. Расчет и конструирование плит, опертых по контуру	314
11.4.3. Расчет и конструирование балок	317
11.5. Перекрытия с плитами, опертыми по трем сторонам	319
11.5.1. Конструктивная схема перекрытий	319
11.5.2. Конструирование и расчет плит, опертых по трем сторонам	319
11.6. Балочные сборно-монолитные перекрытия	321
11.6.1. Сущность сборно-монолитной конструкции	321
11.6.2. Конструкции сборно-монолитных перекрытий	322
11.7. Безбалочные перекрытия	323
11.7.1. Безбалочные сборные перекрытия	323
11.7.2. Безбалочные монолитные перекрытия	326
11.7.3. Безбалочные сборно-монолитные перекрытия	331
Глава 12. Железобетонные фундаменты	334
12.1. Общие сведения	334
12.2. Отдельные фундаменты колонн	335
12.2.1. Конструкции сборных фундаментов	335
12.2.2. Конструкции монолитных фундаментов	336
12.2.3. Расчет фундаментов	340
12.3. Ленточные фундаменты	346
12.3.1. Ленточные фундаменты под несущими стенами	346
12.3.2. Ленточные фундаменты под рядами колонн	347
12.3.3. Расчет ленточных фундаментов	350
12.3.4. Взаимодействие сооружений с фундаментами на деформируемом основании	365
12.4. Сплошные фундаменты	366
12.5. Фундаменты машин с динамическими нагрузками	369
Глава 13. Конструкции одноэтажных промышленных зданий	372
13.1. Конструктивные схемы	372
13.1.1. Элементы конструкций	372
13.1.2. Мостовые краны	372
13.1.3. Компоновка здания	375
13.1.4. Поперечные рамы	377
13.1.5. Фонари	382
13.1.6. Система связей	382
13.1.7. Подкрановые балки	385
13.2. Расчет поперечной рамы	390
13.2.1. Расчетная схема и нагрузки	390
13.2.2. Пространственная работа каркаса одноэтажного здания при крановых нагрузках	392
13.2.3. Определение усилий в колоннах от нагрузок	396
13.2.4. Особенности определения усилий в двухветвевых	

	и ступенчатых колоннах	400
13.2.5.	Определение прогиба поперечной рамы	405
13.3.	Конструкции покрытий	405
13.3.1.	Плиты покрытий	405
13.3.2.	Балки покрытий	409
13.3.3.	Фермы покрытий	413
13.3.4.	Подстропильные конструкции	423
13.3.5.	Арки	424
13.4.	Особенности конструкций одноэтажных каркасных зданий из монолитного железобетона	428
Глава 14.	Тонкостенные пространственные покрытия	432
14.1.	Общие сведения	432
14.2.	Конструктивные особенности тонкостенных пространственных покрытий	438
14.3.	Покрытия с цилиндрическими оболочками и призматическими складками	440
14.3.1.	Общие сведения	440
14.3.2.	Длинные оболочки	442
14.3.3.	Короткие оболочки	457
14.3.4.	Призматические складки	461
14.4.	Покрытия с оболочками положительной гауссовой кривизны, прямоугольные в плане	462
14.5.	Покрытия с оболочками отрицательной гауссовой кривизны, прямоугольные в плане	468
14.6.	Купола	472
14.7.	Волнистые своды	481
14.8.	Висячие покрытия	483
Глава 15.	Конструкции многоэтажных каркасных и панельных зданий	491
15.1.	Конструкции многоэтажных промышленных зданий	491
15.1.1.	Конструктивные схемы зданий	491
15.1.2.	Конструкции многоэтажных рам	495
15.2.	Практический расчет многоэтажных рам	501
15.2.1.	Предварительный подбор сечений	501
15.2.2.	Усилия от нагрузок	502
15.2.3.	Расчетные усилия и подбор сечений	507
15.3.	Конструкции многоэтажных гражданских зданий	508
15.3.1.	Конструктивные схемы зданий	508
15.3.2.	Основные вертикальные конструкции	512
15.4.	Расчетные схемы и нагрузки	516
15.4.1.	Расчетные схемы	516
15.4.2.	Расчетные нагрузки	519
15.4.3.	Обозначения	519
15.5.	Рамные системы	520
15.5.1.	Сдвиговая жесткость многоэтажной рамы	520
15.5.2.	Общее уравнение многоэтажной системы	523
15.5.3.	Перемещения многоэтажной рамы	524
15.5.4.	Податливость стыков	525
15.6.	Рамно-связевые системы	527
15.6.1.	Рамно-связевые системы со сплошными диафрагмами	527
15.6.2.	Рамно-связевые системы с комбинированными диафрагмами	531

15.7.	Связевые системы с однотипными диафрагмами с проемами	533
15.7.1.	Диафрагмы с одним или несколькими рядами проемов	533
15.7.2.	Зависимость между перемещениями диафрагмы и поперечными силами ее перемычек	537
15.8.	Определение прогибов и усилий в расчетных сечениях	538
15.8.1.	Данные о параметрах λ и v^2 из опыта проектирования	538
15.8.2.	Расчет с применением таблиц	539
15.9.	Системы с разнотипными вертикальными конструкциями	544
15.9.1.	Общие положения расчета	544
15.9.2.	Системы с двумя разнотипными вертикальными конструкциями	545
15.10.	Влияние податливости оснований, изгиба перекрытий в своей плоскости на работу многоэтажной системы	551
15.10.1.	Влияние податливости оснований	551
15.10.2.	Влияние изгиба перекрытий в своей плоскости	555
15.11.	Динамические характеристики многоэтажных зданий	559
15.11.1.	Рамные системы	559
15.11.2.	Рамно-связевые системы	561
15.11.3.	Связевые системы	563
15.11.4.	Системы с разнотипными вертикальными конструкциями	565
15.11.5.	Коэффициент формы колебаний	566
15.12.	Ветровая нагрузка	567
15.12.1.	Средняя составляющая ветровой нагрузки	567
15.12.2.	Пульсационная составляющая ветровой нагрузки	568
15.12.3.	Ускорение колебаний	569
Глава 16.	Конструкции инженерных сооружений	571
16.1.	Инженерные сооружения промышленных и гражданских комплексов строительства	571
16.2.	Цилиндрические резервуары	572
16.2.1.	Общие сведения	572
16.2.2.	Конструктивные решения	574
16.3.	Прямоугольные резервуары	583
16.3.1.	Конструктивные решения	583
16.3.2.	Расчет	586
16.4.	Водонапорные башни	588
16.5.	Бункера	596
16.6.	Силосы	601
16.7.	Подпорные стены	610
16.8.	Подземные каналы и тоннели	614
Глава 17.	Железобетонные конструкции, возводимые и эксплуатируемые в особых условиях	622
17.1.	Конструкции зданий, возводимых в сейсмических районах	622
17.1.1.	Особенности конструктивных решений	622
17.1.2.	Основные положения расчета зданий на сейсмические воздействия	626

17.2.	Особенности конструктивных решений зданий, возводимых в районах с вечномерзлыми грунтами	630
17.3.	Железобетонные конструкции, эксплуатируемые в условиях систематического воздействия высоких технологических температур	631
17.3.1.	Расчетные характеристики бетона и арматуры при нагреве	631
17.3.2.	Определение деформаций и усилий, вызванных действием температур	635
17.3.3.	Основные положения расчета конструкций с учетом температурных воздействий	637
17.4.	Железобетонные конструкции, эксплуатируемые в условиях воздействия низких отрицательных температур	638
17.4.1.	Требования, предъявляемые при применении арматурных сталей и бетонов	638
17.4.2.	Особенности расчета и проектирования конструкций	639
17.5.	Железобетонные конструкции, эксплуатируемые в условиях воздействия агрессивной среды	640
17.5.1.	Классификация агрессивных сред	640
17.5.2.	Требования к бетонам и арматурным сталям	641
17.5.3.	Расчет конструкций	643
17.5.4.	Антикоррозийная защита конструкций	643
17.6.	Реконструкция промышленных зданий	644
17.6.1.	Задачи и методы реконструкции зданий	644
17.6.2.	Усиление элементов конструкций	646
17.6.3.	Особенности производства работ	651
Глава 18. Примеры проектирования железобетонных конструкций зданий		652
Пример 1. Проектирование конструкций перекрытия каркасно-го здания		652
1.	Общие данные для проектирования	652
2.	Компоновка конструктивной схемы сборного перекрытия	654
3.	Расчет ребристой плиты по предельным состояниям первой группы	654
4.	Расчет ребристой плиты по предельным состояниям второй группы	660
5.	Расчет многопустотной плиты по предельным состояниям первой группы	665
6.	Расчет многопустотной плиты по предельным состояниям второй группы	668
7.	Определение усилий в ригеле поперечной рамы	672
8.	Расчет прочности ригеля по сечениям, нормальным к продольной оси	677
9.	Расчет прочности ригеля по сечениям, наклонным к продольной оси	678
10.	Конструирование арматуры ригеля	679
11.	Определение усилий в средней колонне	681
12.	Расчет прочности средней колонны	683
13.	Конструирование арматуры колонны	686
14.	Фундаменты колонны	687
15.	Конструктивная схема монолитного перекрытия	690

16. Многопролетная плита монолитного перекрытия	691
17. Многопролетная второстепенная балка	692
Пример 2. Проектирование конструкций поперечной рамы од- ноэтажного промышленного здания	696
1. Общие данные	696
2. Компоновка поперечной рамы	696
3. Определение нагрузок на раму	698
4. Определение усилий в колоннах рамы	701
5. Составление таблицы расчетных усилий	714
6. Расчет прочности двухветвевой колонны среднего ряда	715
7. Расчет фундамента под среднюю двухветвевую ко- лонну	720
8. Данные для проектирования стропильной фермы с па- раллельными поясами	725
9. Определение нагрузок на ферму	726
10. Определение усилий в элементах фермы	727
11. Расчет сечений элементов фермы	729
<i>Приложение 1.</i> Расчетные сопротивления бетона	735
<i>Приложение 2.</i> Коэффициенты условий работы бетона	736
<i>Приложение 3.</i> Нормативные сопротивления бетона	737
<i>Приложение 4.</i> Начальный модуль упругости бетона при сжа- тии и растяжении	738
<i>Приложение 5.</i> 1. Нормативные и расчетные сопротивления, модуль упругости стержневой арматуры	739
2. Нормативные и расчетные сопротивления, модуль упру- гости проволочной арматуры и проволочных канатов	740
<i>Приложение 6.</i> Расчетные площади поперечных сечений и мас- са арматуры, сортамент горячекатаной стержневой арматуры периодического профиля, обыкновенной и высокопрочной ар- матурной проволоки	741
<i>Приложение 7.</i> Сортамент (сокращенный) сварных сеток	742
<i>Приложение 8.</i> Сортамент арматурных канатов	743
<i>Приложение 9.</i> Соотношения между диаметрами свариваемых стержней и минимальные расстояния между стержнями в свар- ных сетках и каркасах, изготавливаемых с помощью контактной точечной сварки	744
<i>Приложение 10.</i> Изгибающие моменты и поперечные силы не- разрезных трехпролетных балок с равными пролетами	745
<i>Приложение 11.</i> Таблицы для расчета многоэтажных много- пролетных рам	747
<i>Приложение 12.</i> Формулы для расчета двухветвевых и ступен- чатых колонн	750

- Агрессивная среда 72, 640
- Амплитуды вынужденных колебаний 250
- Анкер
 гильзовый 63
 стержневой 63
- Арматура
 классификация 42
 конструктивная 36, 120
 монтажная 36
 механические свойства 37
 назначение 36
 напрягаемая 36, 44
 ненапрягаемая 36, 45
 поперечная 47, 128
 продольная рабочая 46, 127
 свариваемость 40
 спиральная 182
 термически упрочненная 38
 холоднодеформированная 39
 хладноломкость 39
- Арматурные изделия
 проволочные напрягаемые 48
 сварные 45
- Армирование
 арок с затяжками 425
 балок сборных 128, 411
 монолитных 311
 диафрагм многоэтажных зданий 513
 колонн двухветвевых 381
 монолитных 429
 сплошных 381, 498
 консолей колонн 303, 397
 косвенное 183
 опорных узлов предварительно напряженных элементов 134, 274, 419
 плит перекрытий безбалочных монолитных 326
 сборно-монолитных 334
- сборных 289
 ребристых монолитных 125, 310
 сборно-монолитных 334
 сборных 289
 плит покрытий сборных 406
 рам монолитных 312, 500
 сборно-монолитных 500
 сборных 497
 фундаментов ленточных 348
 отдельных 337
 сплошных 368
 ферм покрытий 418
 элементов конструкций инженерных сооружений 578, 589, 601, 614
 при реконструкции зданий 647, 649, 650
 тонкостенных покрытий 454, 466, 479
 ядер жесткости многоэтажных зданий 515
- Армополимербетон 74
- Армоцемент 74
- Балки
 на упругом основании 355
 перекрытий второстепенные 306
 главные 307
 перекрестные 313
 подкрановые 385
 подстропильные 423
 покрытий решетчатые 411
 сплошные 409
- Бетон
 жаростойкий 9
 кислотостойкий 35, 641
 классы 18
 крупнозернистый 10
 легкий 10, 18, 20

- марки 18, 20
- мелкозернистый 10
- полимербетон 35
- силикатный 35
- ячеистый 35
- Бетонные шпонки 277
- Бункеры 596
- Ванты 485
- Ветровая нагрузка на многоэтажное здание 519, 567
- Виброизоляция 251
- Виброползучесть бетона 30
- Воздействие высокой температуры
 - на арматуру 41, 633
 - на бетон 51, 631
- Водонапорные башни 588
- Волнистые своды 481
- Выносливость
 - арматуры 249
 - бетона 248
 - железобетона 247
- Гибкость
 - двухветвевых колонн 403
 - сжатых элементов 172
- Граничная высота сжатой зоны 117
- Давление сыпучих материалов 598, 604
- Деформации бетона
 - объемные 25
 - пластические 26, 30
 - силовые 25
 - упругие 26
- Деформационные швы 264
- Диаграмма растяжения арматуры 38
- Диафрагмы
 - многоэтажных зданий 513
 - оболочек тонкостенных 433, 458, 468
- Динамическая жесткость железобетонных элементов 245
- Динамический расчет железобетонных элементов 245
- Динамические воздействия порывов ветра 519, 567
- Динамические перемещения систем 245
- Динамические характеристики систем
 - рамных 559
 - рамно-связевых 561
 - связевых 563
 - с разнотипными вертикальными конструкциями 565
- Длина зоны анкеровки арматуры
 - напрягаемой 61
 - ненапрягаемой 60
- Длина расчетная сжатых элементов 399, 420, 684
- Железобетон
 - монолитный 5
 - предварительно напряженный 4, 55
 - сборно-монолитный 5
 - сборный 5, 266
- Железобетонные элементы минимальной расчетной стоимости 252
- Жесткость элементов
 - динамическая 245
 - на участках без трещин 228
 - на участках с трещинами 228
 - при знакопеременном нагружении 234
 - усредненная при внецентренном сжатии 233
- Жесткость многоэтажных рам
 - изгибная 523
 - сдвиговая 520
- Зависимость между напряже-

ниями и деформациями в бетоне 25, 32

Зависимость прочности бетона от размера образца 15, 16

Заводское производство железобетонных элементов 53

Закладные детали 274, 277

Закрытие трещин 224, 237

Затухание свободных колебаний элементов 239

Здания

бескаркасные панельные 263, 510

из объемных элементов 515

каркасные многоэтажные рамные 516

рамно-связевые 516

связевые 517

каркасные одноэтажные промышленные 491

на вечномерзлых грунтах 630

сейсмостойкие 622

Изгиб в своей плоскости перекрытий многоэтажных зданий 555

Индустриальность железобетонных конструкций 5, 263

Капители колонн безбалочных перекрытий 325, 327

Каркасы арматурные 47

Кинематический способ метода предельного равновесия 95

Колебания элементов железобетонных конструкций 238

Колонны

внецентренно сжатые 380

двухветвевые 380

со спиральной арматурой 186

Консоли колонн 303, 307

Коррозия железобетона и меры защиты 72, 641

Косой изгиб 147

Коэффициент

вариации прочности бетона 19

влияния прогиба 172

поперечной деформации бетона 25

температурного расширения бетона 25

точности натяжения арматуры 102

упругопластичности бетона 33

формы колебаний многоэтажных зданий 566

Коэффициенты для подбора сечений элементов 117, 138, 141

Краны мостовые 372

Кривизна оси железобетонных элементов 226, 227

Кручение с изгибом 193

Методы расчета сечений по:

допускаемым напряжениям 81

разрушающим усилиям 83

предельным состояниям 86

Мера ползучести бетона 34

Минимальный процент армирования 119

Модуль

деформаций бетона 31

сдвига бетона 34

упругости арматуры 44

упругости бетона начальный 31

Момент инерции приведенного сечения 109

Момент образования трещин

при упругой работе бетона сжатой зоны 201

при неупругой работе бетона сжатой зоны 204

определяемый по способу ядровых моментов 206

Момент сопротивления упруго-

пластический 202
Морозостойкость бетона 21

Нагрузки

ветровые 567
временные 88
динамические 238
длительные 88
кратковременные 88
нормативные 89
постоянные 88
расчетные 89
снеговые 88

Напряжения в ненапрягаемой
арматуре с условным пределом
текучести при смешанном ар-
мировании 120

Натяжение арматуры на бетон,
на упоры 57

Обозначения в расчетах много-
этажных зданий 519

Оболочки, тонкостенные прост-
ранственные

длинные 442
короткие 457
купола 472
отрицательной гауссовой кри-
визны 468
положительной гауссовой кри-
визны 462

Общие принципы проектирова-
ния железных конструкций 262

Общий способ расчета прочно-
сти сечений железобетонных
элементов 115

Определитель системы уравне-
ний свободных колебаний мно-
гоэтажных зданий 562

Перемещения железобетонных
элементов 229

Перемещения многоэтажных
рам 520

Перераспределение усилий в
статически неопределимой же-
лезобетонной конструкции 293,
504

Петли монтажные 271

Плиты

безбалочных перекрытий 323,
326, 334
монолитные ребристых пере-
крытий 307, 312
опертые по контуру 313
опертые по трем сторонам
319
сборные многопустотные 283
ребристые 283
сплошные 284

Податливость основания много-
этажного здания 551

Податливость стыков сборных
железобетонных элементов 525

Подземные каналы, тоннели 614

Подпорные стены 610

Подстропильные конструкции
423

Покрытия висячие 483

Ползучесть

бетона 28
железобетона 60

Последовательность изменения
напряжений в предварительно
напряженном

центрально растянутом эле-
менте 111

изгибаемом элементе 113

Предварительные напряжения
в арматуре 101

в бетоне 102

потери 103

Предел текучести арматуры ус-
ловный 38

Предельное равновесие стати-
чески неопределимой железоб-
етонной конструкции 294

Предельные состояния

- первой группы 86
- второй группы 87
- Приведенное сечение 109
- Пространственная работа зданий 263
 - каркаса одноэтажного промышленного здания при крайних нагрузках 392
- Процесс раскрытия трещин в растянутых зонах бетона 80
- Прогиб поперечной рамы одноэтажного промышленного здания 405
- Прогибы предельные 99
- Процент армирования предельный 119
- Прочность бетона
 - кубиковая 15
 - основы прочности 13
 - передаточная 102
 - призмная 16
 - на осевое растяжение 17
 - на срез, скалывание 17
 - при длительных нагрузках 22
 - при местном сжатии 186
 - при повторных нагрузках 23
- Прочность железобетонных элементов в сечениях
 - нормальных к продольной оси 210, 211
 - наклонных к продольной оси 150
- Прочность железобетонных элементов в процессе изготовления, транспортирования, монтажа 271
- Размеры сборных элементов номинальные, конструктивные 268
- Радиус инерции 166, 403
- Рамы многоэтажные 497
- Раскрытие трещин в железобетонных элементах
 - нормальных к предельной оси 210, 215
 - наклонных к продольной оси 211
 - предельное 94
- Растяжимость бетона предельная 30
- Расчеты многоэтажных зданий
 - рамной системы 527
 - рамно-связевой системы 527
 - связевой системы 533
 - с разнотипными вертикальными конструкциями 544
- Расчет статически неопределимых железобетонных конструкций по методу предельного равновесия 292
- Расчетные схемы сборных элементов в процессе монтажа 272
- Резервуары
 - прямоугольные 583
 - цилиндрические 572
- Резонансные кривые 244
- Реконструкция зданий 644
- Релаксация напряжений
 - в арматуре 103
 - в бетоне 28
- Ригели перекрытий многоэтажных зданий 292, 497
- Связи
 - одноэтажных промышленных зданий 382
 - многоэтажных зданий 493
- Сетки арматурные 45
- Сжимаемость бетона предельная 30
- Силосы 601
- Складки призматические 461
- Соединение колонн с фундаментом
 - жесткое 336, 380
 - шарнирное 429
- Статический способ метода пре-

- дельного равновесия 295
Схемы конструкций зданий
многоэтажных 493, 513
одноэтажных 373
Сцепление арматуры с бетоном
58
- Технико-экономическая оценка
железобетонных конструкций
279
Технологичность элементов
сборных конструкций 269
Типизация элементов сборных
конструкций 266
Трещиностойкость железобетон-
ных элементов, категории тре-
бований 95
Три стадии напряженно-дефор-
мированного состояния желе-
зобетонных элементов 79
- Узлы рам
монолитных 428, 429
сборно-монолитных 500
Унификация размеров и кон-
структивных схем зданий 267
Усадка
бетона 12
железобетона 66
Усилия в двухветвевых колон-
нах 400
Ускорение колебаний верхнего
этажа многоэтажных зданий
569
- Фермы покрытий 413
Фонари в покрытиях 382
Фермы свободных горизонталь-
- ных колебаний многоэтажных
зданий 559, 561, 563, 567
- Фундаменты
ленточные 347
машин с динамическими на-
грузками 369
отдельные под колонны 335
сплошные 366
- Характеристики жесткости
балок на упругом основании
356
диафрагм с проемами мно-
гоэтажных зданий 535
рамных систем 524
рамно-связевых систем 528
Хомуты (поперечные стержни)
128, 157, 498
- Шарнир пластический 293, 504
Ширина раскрытия трещин
нормальных к продольной
оси 210, 215
наклонных к продольной оси
211
непродолжительная 96
продолжительная 96
- Экономичность конструкций 55,
252, 263, 279
Эксцентриситет
расчетный 162
случайный 163
- Ядро жесткости многоэтажных
зданий 509, 512
Ядровая точка 206
Ядро сечения 109
Ядровый момент 206

Учебное издание

БАЙКОВ ВИТАЛИИ НИКОЛАЕВИЧ, СИГАЛОВ ЭММАНУИЛ ЕВСЕЕВИЧ
ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ КОНСТРУКЦИИ. ОБЩИЙ КУРС

Художественный редактор *Л. Ф. Егоренко*
Технический редактор *М. В. Павлова*
Корректор *Н. А. Шатерникова*

ИБ № 4925

Сдано в набор 26.11.90. Подписано в печать 26.02.91. Формат 84×108¹/₃₂.
Бумага тип. № 14. Гарнитура «Литературная». Печать высокая. Усл. печ. л.
40,32. Усл. кр.-отт. 40,42. Уч.-изд. л. 40,27. Тираж 80 000 экз. Изд. № А1-2669.
Заказ № 681. Цена 3 р. 60 к.

Стройиздат. 101442. Москва, Каляевская, 23а
Владимирская типография Госкомпечати СССР
600000, г. Владимир, Октябрьский проспект, д. 7