

Введение

Определение курса, его цели и задачи.

Цель преподавания дисциплины – формирование знаний студентов ПГС, позволяющих принимать оптимальные решения в практической работе в области проектирования, изготовления и возведения конструкций зданий и сооружений.

Задачи:

- изучение физико-механических характеристик железобетонных конструкций (ЖБК) и каменных конструкций;
- усвоение прогрессивных методов расчета, изучение нормативной обязательной и рекомендуемой литературы;
- на основании знаний производить экономическую оценку и обоснование принимаемых конструкций.

Исторические сведения о возникновении и развитии железобетона(ЖБ)

1850-Фр. Ламбо изготовил из стержней квадратного сечения каркас лодки и обмазал цементно-песчаным раствором (4-5см).

1854-Анг. Уилкинсон и фр. Куанье применили ЖБК при постройке жилых зданий.

1867-Фр. Монье получил патент на изготовление цветочных кадок из железа и цементно-песчаного раствора.

1879-ЖБ применен при постройке зданий артиллеристского городка в Батуми.

1885-инженеры Вайс и Баушингер провели первые опыты по определению прочности и огнестойкости ЖБК. Ученый Кенен высказал предположение, что сталь нужно располагать в тех частях сечения, где наблюдаются растягивающие усилия. Он предложил 1-й метод расчета плит.

1886-1991 – наибольшее применение в СССР. Белелюбский провел серию испытаний ЖБК и получил результаты во много раз превосходящие результаты зарубежных ученых.

1919-появление 1-го нормативного документа в России для ЖБИ.

Конец 19в можно считать этапом развития ЖБ, который повсеместно вошел в практику и появление первых методов расчета, которые основывались на законах сопромата.

1925-1932-Келдыш, Лолейт, Гвоздев, Пастернак, Михайлов на базе экспериментальных работ обобщили методы расчета стержневых систем, которые позволили построить и запроектировать много уникальных зданий.

1936-впервые был применен преднапряженный бетон в строительстве. Тогда же появились и тонкостенные пространственные конструкции, поэтому этот период можно считать вторым этапом развития ЖБК.

Индустриализация строительства, развитие преднапряженного ЖБК, создание и применение высокопрочных материалов, разработка новых методов

расчета – можно считать третьим этапом развития ЖБК.

1965- останкинская башня (250м).

Ученые которые внесли большой вклад в развитие и создание ЖБК (Байков, Голышев, Бондаренко, ...).

В настоящее время в области ЖБ создается нормативная база на основе гармонизации с международными стандартами. При возведении зданий общественного назначения все большее применение находит монолитный ЖБ и сборномонолитные конструкции с использованием высокопрочных строительных материалов.

Сущность железобетона.

Железобетоном называют комплексный строительный материал, в котором сочетается и совместно работает два различных по своим физико-механическим свойствам материала: бетон и сталь.

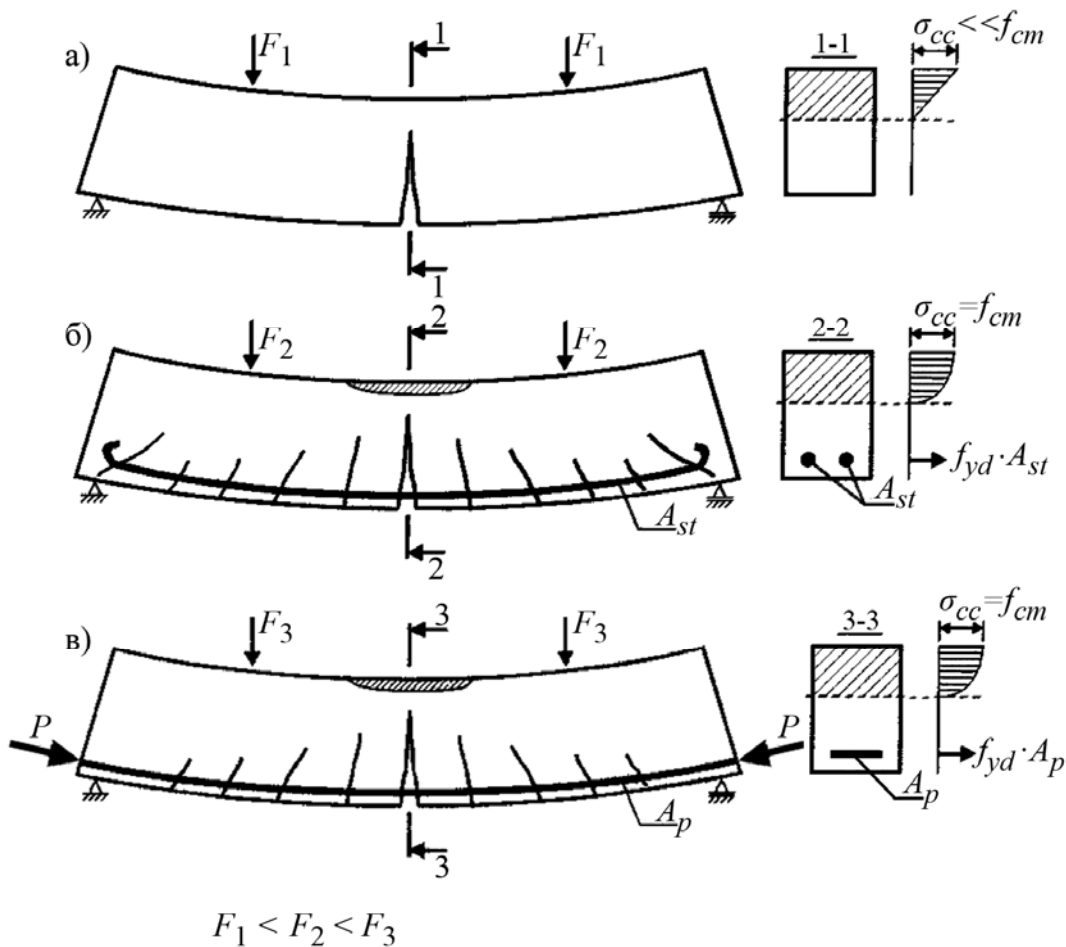


Рисунок 1. Схемы разрушения балок:

а – бетонная балка; б – железобетонная балка; в – преднапряженная железобетонная

балка

Особенности ЖБК можно проследить на примере работы бетонной и железобетонной балок (рис.1).

Бетон имеет значительно меньшую прочность на растяжение, чем на сжатие, поэтому несущая способность бетонной балки определяется моментом, когда значение растягивающих напряжений в нижней зоне достигает предела прочности бетона на растяжение, при этом прочность сжатой зоны используется лишь на 10-15%. Разрушение такой балки наступает с появлением 1-й трещины в растянутой зоне и происходит мгновенно (рис. 1.а).

Несущую способность балки можно значительно повысить за счет увеличения прочности растянутой зоны, путем введения в неё хорошо работающей на растяжение стали. С появлением первых трещин в бетоне растянутой зоны разрушение не происходит, т.к. растягивающее напряжение воспринимают стальные стержни (рис. 1.б).

Разрушение произойдет когда растягивающее напряжение в арматуре достигнет предела текучести или когда сжимающее напряжение в верхней зоне достигнет предела прочности бетона на сжатие. Прочность ЖБ балки в 10 раз выше бетонной.

Характерной особенностью работы ЖБК при эксплуатационных нагрузках является наличие трещин в растянутой зоне бетона. Однако, во многих конструкциях трещины не допускаются или значительно ограничивается ширина их раскрытия. Увеличения воспринимаемой нагрузки к моменту появления трещин в растянутой зоне и применение высокопрочных сталей можно достигнуть путем предварительного искусственного натяжения арматуры и обжатия бетона растянутой зоны, такая балка называется предварительно напряженной. Внешние нагрузки, прикладываемые к балке, вначале гасятся предварительным обжатием бетона в нижней зоне, а затем (при дальнейшем увеличении нагрузки) вызывают в ней растягивающие напряжения, как в обычной балке (рис. 1.в). Таким образом, предварительное напряжение отодвигает момент образования трещин, а в случае их появления ограничивает ширину их раскрытия, уменьшает величину прогибов, практически не влияя на несущую способность.

Сущность железобетона заключается в использовании для восприятия сжимающих напряжений, возникающих в конструкции от внешних нагрузок, хорошо работающего на сжатие бетона, а для восприятия растягивающих напряжений – стали.

Преимущества и недостатки железобетона.

Преимущества железобетона:

- высокое сопротивление статическим и динамическим нагрузкам;
- долговечность;
- огнестойкость;
- сейсмостойкость;
- использование местного сырья;
- незначительные расходы на ремонт и содержание;

- возможность работы в условиях спец воздействия окружающей среды.
Недостатки железобетона:
- значительная масса;
- звуко и теплопроводность;
- высокая энергоемкость, стоимость лесов и опалубки;
- удорожание и усложнение бетонных работ в зимнее время;
- необходимость для монолитного бетона длительной выдержки при естественном твердении;
- затруднение проверки армирования после твердения бетона;
- раннее появление трещин ведет к коррозии арматуры.

Способы изготовления и возведения железобетонных конструкций(ЖБК).

В зависимости от особенностей зданий и сооружений, а также условий строительства ЖБК могут быть: монолитными, сборными и сборномонолитными.

Монолитные конструкции изготавливают в рабочем положении непосредственно на месте возведения сооружения. Применяют спецопалубку, внутренняя поверхность которой повторяет контуры бетонной конструкции, устанавливают в нее необходимую арматуру, производят укладку бетонной смеси и тщательно ее уплотняют. Снимают опалубку после достижения бетоном заданной прочности.

Достоинства монолитного железобетона:

- конструкции можно придать любую форму.
- он характеризуется высокой жесткостью, отсутствием стыковых соединений.

Недостатки монолитного железобетона:

- удорожание при зимнем производстве работ.
- устройство сложных опалубочных систем с невысокой их оборачиваемостью
- увеличение по сравнению со сборными конструкциями расхода арматурной стали и бетона, т.к. сложно применить преднапряжение.

Для приготовления монолитных конструкций перспективным является применение напрягающего бетона.

Сборные конструкции изготавливают на спец заводах. На стройплощадке ведется укрупненная их сборка. Начало массового производства сборного железобетона - 1930г.

Достоинства сборных конструкций:

- механизация и автоматизация процессов изготовления;
- снижение затрат на оснастку и рабочее оборудование
- изготовление предварительно напряженных конструкций
- применение технологии безопалубочного формования.
- при заводском способе изготовления возможно применение различных

хим. добавок, сокращение термообработки и в перспективе переход на литьевые технологии.

К недостаткам сборных железобетонных конструкций относятся:

- создание заводов сборного железобетона;
- повышение транспортных и монтажных расходов;
- металлоемкость стыковых соединений;
- установка дополнительных связей для создания неразрезности конструкции.

Сборномонолитные конструкции представляют собой экономически обоснованное сочетание сборных конструкций и монолитного бетона со спецармированием. Эти конструкции позволяют восстановить неразрезность, использовать сборные конструкции как несъемную опалубку. Они сочетают в себе положительные свойства сборного и монолитного ЖБ. Дают возможность в качестве сборных конструкций использовать преднапряженные элементы.

Область применения ЖБК и перспективы развития

Железобетонные конструкции применяются: в энергетическом строительстве (атомные, тепловые, гидростанции), опорах линий электропередач, в транспортном, автомобильном и Ж/Д строительстве, строительстве аэродромов, сельском строительстве, строительстве метрополитенов, шахт, военной отрасли... и т.д.

Перспективы развития железобетонных конструкций. Приоритетные направления:

- разработка высокопрочных, быстротвердеющих, легких и коррозионно-стойких бетонов с применением химических добавок;
- разработка новых видов конструкций;
- создание новых типов металлической и неметаллической арматуры;
- введение безопалубочного формования в преднапряженных конструкциях;
- совершенствование технологий возведения монолитных конструкций;
- совершенствование долговечности и надежности конструкций;
- совершенствование теорий расчета железобетонных конструкций;
- повсеместное использование в строительстве преднапряженных конструкций.

ТЕМА №1 ОСНОВНЫЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА БЕТОНА

Виды бетона для ЖБК.

Бетоном называется искусственный каменный материал, получаемый в результате твердения правильно подобранной смеси вяжущего, воды, заполнителей.

К физическим свойствам бетона относят: водонепроницаемость, морозостойкость, коррозионную стойкость, жаростойкость, огнестойкость, звуко и теплопроводность, кислотостойкость, усадку и набухание.

Механическими свойствами бетона являются: сопротивление (прочность) при различных видах воздействия; деформативные свойства бетона (сжимаемость-растяжимость под нагрузкой; ползучесть и температурные деформации).

Бетоны классифицируются по ряду признаков:

- по назначению (конструкционные, специальные);
- по виду вяжущего (цементные, силикатные, гипсовые, полимерцементные, напрягающие цементы, смешанные);
- по плотности: особотяжелые (>2500), тяжелые (2500-2200), облегченные (2200-1800), легкие (1800-500);
- по виду заполнителей (на плотных и на пористых заполнителях, искусственные и естественные);
- по структуре (плотные, крупнопористые, поризованные, ячеистые);
- по зерновому составу (крупнозернистые, мелкозернистые);
- по условиям твердения (естественное твердение, подвергнутые тепловой обработке при атмосферном давлении, автоклавной обработке при высоком давлении).

В зависимости от условий эксплуатации бетоны должны обладать спец свойствами.

К основным свойствам бетона относятся:

- морозостойкость(F) – способность материала сопротивляться попеременному замораживанию и оттаиванию;
- водонепроницаемость(W) – способность не пропускать воду;
- огнестойкость – способность бетона сохранять прочность при пожаре (1000-1100 $^{\circ}$ C);
- жаростойкость – способность бетона сохранять прочность при длительном воздействии высоких температур.
- коррозионная стойкость – способность не вступать в химические реакции с окружающей средой.

Структура бетона.

На прочностные характеристики бетона особое влияние оказывает его структура.

При затворении смеси заполнителей и цемента водой начинается химическая реакция. В результате соединения минералов цемента с водой образуется гель, со взвешенными в воде частицами цемента и незначительными кристалликами. В процессе перемешивания гель обволакивает зерна заполнителя и постепенно твердеет, а кристаллы соединяются в кристаллическую решетку (рис. 2).

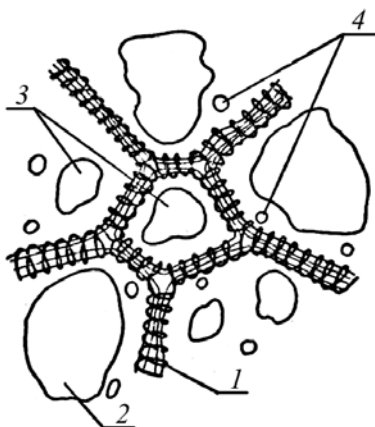


Рисунок 2. Структура бетона

1-цементный камень; 2-щебень; 3-песок; 4-поры, заполненные воздухом или водой.

На структуру влияют: В/Ц (водоцементное отношение), применяемые добавки, условия твердения, наличие возрастного фактора.

Основным фактором влияющим на структуру бетона является водоцементное отношение (В/Ц).

Избыточная вода при нарушении В/Ц частично вступает в реакцию с менее активными частицами цемента, а также заполняет многочисленные поры и капилляры.

Поры занимают 1/3 объема цементного камня. Структура бетона неоднородна, состоит из 3-х фаз: твердой, жидкой, газообразной.

В результате длительных процессов с ростом упругих кристаллических сростков, уменьшения объема твердеющего геля, изменения водного баланса в бетоне проявляются упругопластические свойства, как во взаимодействии с температурновлажностным режимом так и под нагрузкой.

Кристаллические сростки отвечают за упругие свойства бетона, гелевое составляющее - за пластические. Имеющиеся известные теории прочности к бетонам неприменимы.

Суждение о прочности и деформативности бетона основаны на экспериментальных данных.

В настоящее время при изготовлении конструкций предъявляется требование обеспечения однородности структуры бетона, это достигается

применением бетонов, в составы которых входят супер и гиперпластификаторы. Эти бетоны называют высококачественными, очень высококачественными, ультра высококачественными. Их основу составляют мелкозернистые бетоны и фибробетоны.

Прочностные характеристики бетона.

Прочность твердого тела – это способность сопротивляться внешним воздействиям не разрушаясь. Прочность на сжатие является важнейшим классификационным показателем, характеризующим технические свойства бетона.

Она обозначается f_c [1] и определяется как максимальное сжимающее напряжение в бетоне при одноосном напряженном состоянии.

f_{cm} - среднее значение прочности получаемое при испытании образцов.

$f_{c,cube}^G$ – гарантированная прочность бетона – на осевое сжатие с учетом статистической изменчивости, установленное на кубах 150x150x150мм, гарантируемое предприятием изготовителем.

f_{ck} - нормативное сопротивление бетона сжатию – контролируемая прочностная характеристика бетона, определяемая с учетом статистической изменчивости, нормативная обеспеченность которой равна 95%.

f_{cd} - расчетная прочность бетона – величина, получаемая в результате деления f_{ck} на γ_c (коэф. безопасности по бетону $\gamma_c = 1,5$)

C – класс бетона по прочности на сжатие. Синтетическая мера качества бетона, соответствующая его гарантированной прочности (МПа), например: $C^{12/15}$, где 15 = 15 МПа – прочность, гарантированная изготовителем

12 = 12 МПа – нормативная прочность бетона.

При контроле конкретных значений классов бетона по прочности появляется проблема выбора геометрии образца. В большинстве случаев испытаниям подвергают образцы цилиндрической и призматической формы. Исследованиями доказано, что образцы цилиндрической формы ($d=150$ и $h=300$ мм) достаточно хорошо приближаются к прочности традиционных бетонов в сжатой зоне конструкции и дают достаточно объективную оценку прочности бетона в условиях одноосного сжатия.

Однако, при составлении СНБ учитывалось то обстоятельство, что испытания кубов - основной способ контроля бетона, поэтому в обозначении класса бетона прочность, полученная в результате испытания кубов указывается в знаменателе. В числителе указывают нормативную прочность бетона, полученную в результате испытания образцов цилиндров или призм.

Существует переходной коэффициент от гарантированной прочности к нормативной $k_p=0,8$.

$$f_{ck} = 0,8 \cdot f_{c,cube}^G \quad (1)$$

Эта формула для гарантированной прочности (класса) вытекает из

Примечание [Н1]: СНБ
5.03.01-02 "Бетонные и
железобетонные конструкции"

формулы (с учетом 95%-ой гарантированной обеспеченности):

$$f_{ck} = f_{cm} (1 - t \cdot V_n) \quad (2)$$

где t – показатель надежности ($t = 1,64$ из теории вероятностей соответствует 95%-ой обеспеченности)

V_n – коэффициент вариации ($V_n = 13,5\%$ для бетона согласно опытным исследованиям)

Примечание [Д2]: На сжатие

Примечание [НЗ]: проведенных в стране(СССР)

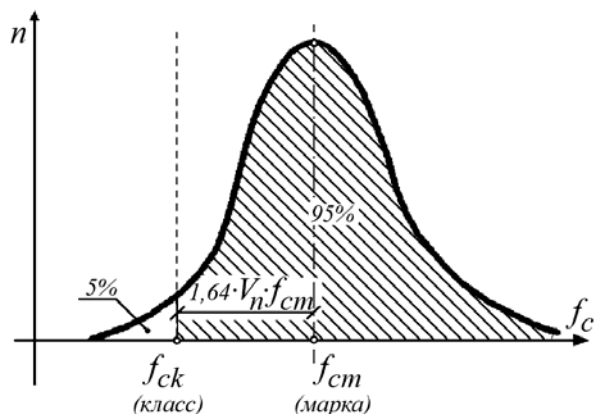


Рисунок 3. Кривая распределения случайных величин

Для статистической оценки показателей качества бетона используется закон распределения случайных величин.

На кривой нормального распределения изменчивости прочности (кривая Гаусса) (рис.3) ось ординат с буквой n соответствует количеству испытаний, а ось абсцисс f_c – прочности образцов полученной в результате испытания.

Площадь, заключенная под кривой нормального распределения есть область доверительной вероятности. Вершина этой кривой, спроецированная на ось f_c соответствует средней прочности бетона (марке), а класс бетона находится в точке f_{ck} (в 5% квантили), ограничивающей площадь слева 5%.

При проектировании БК(бетонных конструкций) и ЖБК нормы устанавливают следующие классы конструктивных бетонов по прочности на сжатие: С8/10, 12/15, 16/20, 20/25, 25/30, 30/37, 35/45, 40/50, 45/55, 50/60, 55/67, 60/75, 70/85, 90/105;

Легкие бетоны: LC12/15...LC45/50.

Применяемые бетоны в конструкциях:

- в бетонных – не менее С8/10;
- в железобетонных – не менее С12/15;
- в преднапряженных – не менее С25/30.

Помимо прочностных характеристик бетона на сжатие существуют нормативные и средние значения сопротивления бетона на растяжение.

Т.к. определение прочности бетона на растяжение - трудоемкий процесс, то в расчетах допускается определять среднюю прочность бетона на растяжение в зависимости от его средней прочности на сжатие:

$$f_{ctm} = \alpha_r \cdot f_{cm}^{2/3}$$

где, $\alpha_r=0,3$ – опытный коэффициент

$f_{ctk}=0,7 \cdot f_{ctm}$ – нормативная прочность бетона на растяжение

нормативные документы допускают контроль прочности бетона на осевое растяжение косвенными методами (через прочность бетона на растяжение при изгибе $f_{ct,fl}$ и прочность бетона при скалывании $f_{ct,sp}$

$f_{ct,ax}=0,5 \cdot f_{ct,fl}$

$f_{ct,ax}=0,9 \cdot f_{ct,sp}$

$f_{ct,ax}$ – прочность бетона на осевое растяжение

$f_{ct,fl}=P_n \cdot l / (b \cdot h^2)$

$f_{ct,sp}=2P_n / (\pi \cdot a^2)$

помимо перечисленных характеристик прочности бетона и видов бетона существует ряд прочностей, которые определяют при расчетах конструкций в зависимости от воздействий и условий эксплуатации:

- прочность на смятие (местное сжатие)
- прочность на срез, кручение
- прочность при длительном действии нагрузки, кратковременном нагружении, циклическом нагружении.

Прочность бетона не остается величиной постоянной, а нарастает с течением времени, причем наиболее интенсивно процесс протекает в течение 28 суток, а затем замедляется, но не прекращается, при условиях положительной температуры и достаточной влажности.

Средняя прочность бетона на сжатие в возрасте t суток для изделий подвергнутых тепловой обработке допускается определять по формуле:

$$f_{cm}(t) = f_{cmp} + \frac{f_{cm} - f_{cmp}}{\log(28 - t_p + 1)} \cdot \log(t - t_p + 1) \quad (3)$$

$f_{cm}(t)$ – средняя прочность бетона на сжатие при $t > 28$ сут

f_{cm} – средняя прочность бетона на сжатие при $t = 28$ сут

f_{cmp} – прочность после окончания тепловой обработки

t – возраст при $t > 28$ сут

t_p – возраст после тепловой обработки

Примечание [Н4]: При длительном нагружении бетонные образцы разрушаются при напряжениях, меньших чем при кратковременной нагрузке. Это объясняется влиянием развивающихся значительных неупругих деформаций и их суммированием.

Деформации бетона

Деформации бетонов бывают двух видов: *объемные* – развивающиеся во всех направлениях под влиянием усадки, набухания, температурного расширения и *силовые* – развивающиеся, главным образом, вдоль направления действия усилий

Усадка и набухание(Объемные деформации бетона)

Усадка рассматривается как объемное сокращение бетона в результате физико-химических процессов, проходящих при взаимодействии цемента с водой, изменении влажности цементного камня и карбонизации бетона, т.е. это свойства микроструктуры твердеющего цементного камня.

Усадка делится на: химическую и физическую.

Химическая усадка связана с потерей воды при протекании процессов гидратации вяжущих. При схватывании и твердении цементного вяжущего происходит изменение объема, т.к. молекулы, входящие в состав новообразования располагаются плотнее, чем в свободном состоянии.

Дополнительные эффекты также возникают на стадии формирования структуры, связанные с действием поверхностного натяжения воды – аутогенной усадки.

Физическая усадка – потеря части свободной влаги бетона при ее испарении из открытых пор и капилляров в атмосферу.

Химическая и аутогенная составляющие усадки проявляются особенно интенсивно в первые часы твердения бетона. Эта усадка может также проявляться и при твердении бетона в воде. При хранении уже затвердевшего бетона во влажных или водных условиях будет происходить физ. набухание.

В соответствии с нормативными требованиями величину относительной деформации полной усадки бетона в произвольный момент времени t можно определить по формуле:

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cs,d}(t, t_0) + \varepsilon_{cs,a} \quad (4)$$

$\varepsilon_{cs,d}(t, t_0)$ - относительная деформация физической усадки бетона к моменту времени t , обусловленная его высыханием.

$\varepsilon_{cs,a}$ – химическая относительная деформация (и аутогенная), обусловленные процессом твердения вяжущего.

Температурные деформации

Температурные деформации характеризуются коэффициентом температурного расширения, ($\alpha_t = 1 \cdot 10^{-5}$, $1/^\circ\text{C}$) в интервале от -20 до $+100$ °C

В эксплуатационных ситуациях α_t мало чем отличается от подобного коэффициента для сталей $\alpha_{t(s)} = 1,2 \cdot 10^{-5}$, $1/^\circ\text{C}$

Коэффициент α_t для бетонов колеблется $(0,75 \dots 1,45) \cdot 10^{-5}$, $1/^\circ\text{C}$

α_t для бетонов также зависит от концентрации крупного заполнителя и его минералогического состава.

Основные факторы, влияющие на объемные деформации, - следующие:

- количество, вид и активность цемента;
- В/Ц;
- температурно-влажностные условия окружающей среды;
- возраст бетона;
- крупность заполнителя и межзерновая пустотность;

Примечание [Н5]:

физ.у. хим.у.

Примечание [Н6]: $\varepsilon_{cs}(t, t_0) =$

$\varepsilon_{cs,d}(\infty) \cdot \beta_{ds}(t-t_0)$
 $\varepsilon_{cs,d}(\infty)$ – базовая относительная деформация физической усадки бетона
 $\beta_{ds}(t-t_0)$ – коэффициент, учитывающий скорость развития усадки в зависимости от рассматриваемого возраста бетона.

Хим усадка определяется:

$$\varepsilon_{cs,a} = \varepsilon_{cs,a}(\infty) \cdot \beta_{as}(t)$$

$\varepsilon_{cs,a}$ – базовая относительная химическая усадка
 $\beta_{as}(t)$ – коэффициент, учитывающий скорость нарастания химической усадки в момент времени t .

Физическая усадка, особенно значение ее предельных деформаций $\varepsilon_{cs}(t_0, \infty)$, находится в зависимости от В/Ц, т.е. от марки по удобоукладываемости. Эти деформации нормируются СНиП.

Если изменяется подвижность бетона, т.е.

удобоукладываемость имеет марку III, марка по жесткости Ж1-Ж3 и особожесткие СЖ1-СЖ3 вводится коэффициент предельных деформаций 0,7.

Если смеси более подвижные П4, П5 – 1,2

$$0,7 \varepsilon_{cs}(t_0, \infty) \dots 1,2 \varepsilon_{cs}(t_0, \infty)$$

- объемное содержание цементного камня в бетоне;
- присутствие добавок и ускорителей твердения.

Силовые относительные деформации бетона (СОД)

Силовые относительные деформации (ОД) в зависимости от характера приложения нагрузки и длительности ее действия делятся на:

- ОД при однократном загрузении кратковременной нагрузкой;
- ОД при длительном действии однократно приложенной нагрузки;
- ОД при многократно повторяющемся действии нагрузки.

СОД При однократном загрузении кратковременной нагрузкой

Деформирование бетона более наглядно можно наблюдать на диаграмме состояний бетона, которая устанавливает связь между напряжениями и продольными относительными деформациями (ОД) бетона.

Эти деформации вплоть до разрушения бетона следует рассматривать в качестве обобщенных химически-механических, которые зависят от свойств бетона.

$$\sigma_c = F/A_c$$

$$\varepsilon_c = \Delta l/l_0$$

F – усилие прессы

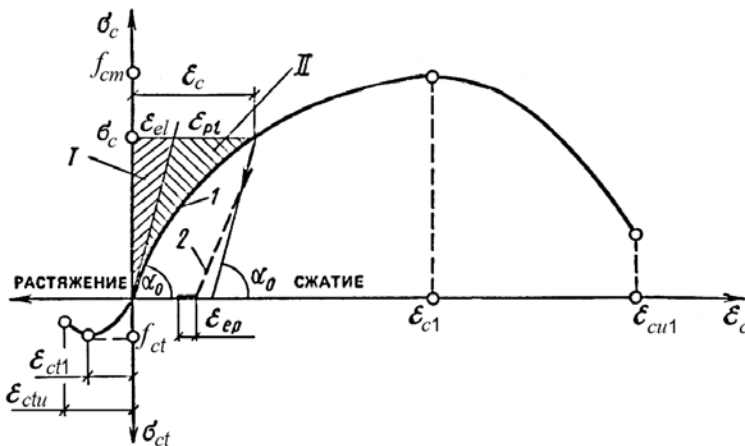
σ_c – напряжение бетона

A_c – площадь бетона

ε_{cu1} – предельная деформация бетона на сжатие (разрушающая)

ε_{c1} – деформация, соответствующая максимальной прочности бетона на сжатие

сжатие



I – область упругих деформаций; *II* – область пластических деформаций;
1 – загрузка; *2* – разгрузка; ε_{c1} – предельная сжимаемость; ε_{ctu} – предельная растяжимость; ε_{cu1} – максимальная сжимаемость на нисходящей ветви диаграммы

Рисунок 4. Диаграмма зависимости между напряжениями и деформациями в бетоне при сжатии и при растяжении

Диаграмма состоит из 2-х характерных участков: восходящая и

нисходящая ветвь (рис.4) .

Восходящая ветвь описывает зависимость σ_c от ϵ_c до напряжений в вершине диаграммы, которые при данном виде загрузки принято называть пределом кратковременной прочности бетона. Эта зависимость получается с использованием традиционных методов испытания.

Нисходящая ветвь для получения зависимости σ_c от ϵ_c требует спец оборудования и является наиболее трудоемкой частью эксперимента.

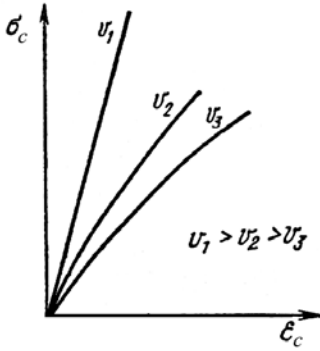
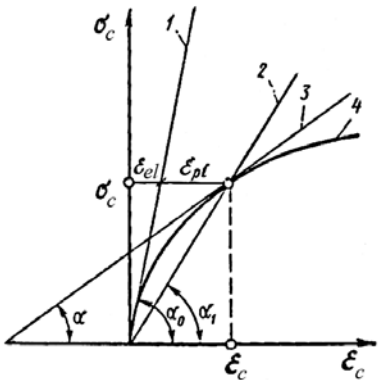


Рисунок 5. Диаграмма σ_c от ϵ_c в сжатом бетоне при различных скоростях загрузки

Примечание [Н7]:
рис 5 добав
стр27 Байков

Проявление упругих деформаций и их размер зависит от скорости загрузки образца. С увеличением скорости загрузки при постоянном σ_c упругие деформации возрастают пропорционально возрастанию скорости. Деформации бетона при различных скоростях загрузки показаны на (рис.5).

При мгновенной скорости загрузки бетон деформируется только упруго.



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

Рисунок 6. Схема для определения модуля деформации бетона

Примечание [Н8]:
рис бновый
байков32
Тур 85

Для характеристики упругопластических свойств бетона используют модуль деформации, устанавливающий зависимость между напряжениями и относительными деформациями в любой точке диаграммы деформирования.

Модуль упругости бетона (E) как и прочность - важная характеристика несущих конструкций.

Значение (E) влияет на жесткость конструкции, а значит и на размеры геометрических сечений и их армирование. Чем меньше E , тем больше требуется повышение жесткости конструкции за счет увеличения размеров и армирования.

На диаграмме деформирования ($\sigma_c ; \varepsilon_c$) можно проследить за изменением модуля деформации (см. рис.6). При $\sigma = 0$ он имеет максимальное значение и называется начальным модулем упругости. Обозначается E_{c0} – начальный модуль упругости (геометрически он определяется как tg угла наклона прямой упругих деформаций проходящей через $\sigma = 0$ и точку на кривой $\sigma = 0,4 \cdot f_{cm}$).

$$E_{c0} = tg \alpha_0$$

Учитывая нелинейную связь между напряжением и деформацией определяют также модуль полных деформаций, учитывающий упругие и пластические деформации (E_c) он является величиной переменной и геометрически определяется как тангенс угла α_1 наклона касательной к кривой $\sigma_c - \varepsilon_c$ в точке с заданным напряжением

$E_c = tg \alpha_1$ - тангенс угла наклона касательной к кривой в ее произвольной точке.

Практическое значение для расчета ЖБК имеет средний модуль упругости (модуль упругопластичности бетона) E_{cm} – тангенс угла α_m наклона секущей, в точке на кривой с заданным напряжением.

$$E_{cm} = tg \alpha_m$$

Нормы устанавливают значение E_{cm} с учетом структурно-механической модели бетона и технологических свойств бетонной смеси.

Изменение E_{cm} во времени может быть определено по формуле $E_{cm}(t)$

$$E_{cm}(t) = [f_{cm}(t) / f_{cm}(28 \text{ суток})] \cdot E_{cm}(28 \text{ суток}) \quad (5)$$

Модули бетона характеризуют его продольные деформации, которые на графике (рис.6) представлены

ε_{cu} - предельными деформациями бетона

ε_{c1} – деформации, соответствующие пиковому значению прочности (сжатие).

Значения ε_{cu} получены экспериментальным путем и для расчета бетонов класса $C^{50}/60$ её принимают постоянной $= 3,5 \text{ ‰}$.

$$\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$$

Помимо продольных существуют поперечные деформации бетона (коэффициент Пуассона) $\nu_c = 0,20$

Силловые относительно деформации (СОД) при длительном действии однократно приложенной нагрузки

Если сжимающая нагрузка действует на бетонный образец длительное время то его деформация возрастает (в течении нескольких лет), стремясь к

некоторому пределу.

Медленно нарастающая пластическая деформация при неизменном уровне напряжений называется ползучестью.

С наибольшей интенсивностью эти деформации нарастают первые 3-4 месяца действия нагрузки и продолжают развиваться в течение 3-4 лет и более.

Изменение деформации бетонного образца с момента изготовления и работы его под нагрузкой в период времени с t_0 по t_3 можно наблюдать на графике зависимости деформаций усадки от времени(рис.7).

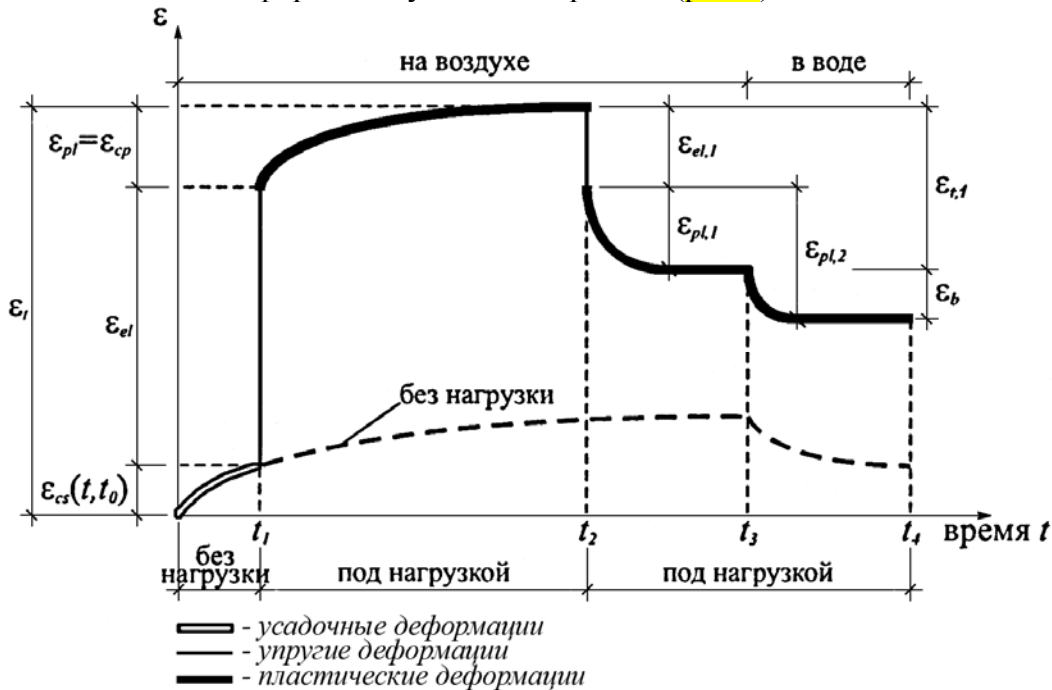


Рисунок 7. Проявление усадки и ползучести в условиях нагружения и разгрузки на воздухе и в воде

Примечание [Н9]:
рис
ТУР стр90

С течением времени $t=t_0-t_1$ образец не нагружен, в нем развиваются усадочные деформации $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$.

Приложение нагрузки в момент времени t_1 вызывает мгновенную упругую деформацию ε_{el} и часть пластических деформаций ε_{pl} (ползучесть бетона), которая затем проявляется в течение длительного времени от t_1 до t_2 , при практически постоянном уровне напряжений, вплоть до стабилизации деформаций.

В момент времени t_2 полная относительная деформация будет равна сумме 3-х деформаций:

$$\varepsilon_c = \varepsilon_{cs}(t, t_0) + \varepsilon_{el} + \varepsilon_{pl}$$

если в возрасте t_2 , когда деформации ползучести стабилизируются, снять нагрузку – образец изменит свою длину на величину мгновенной деформации $\varepsilon_{el,1}$ и к моменту времени t_3 появятся дополнительные деформации пластичности $\varepsilon_{pl,1}$. Это явление принято называть упругим *последствием* бетона. Т.о. относительные деформации бетона действуют совместно, хотя их

рассматривают как независимые процессы.

Изменение деформации ползучести бетона можно также проследить на графике ($\sigma_c - \varepsilon_c$), в зависимости от скорости нагружения (см.рис.8).

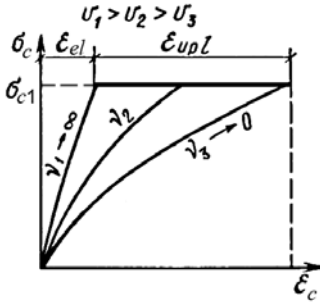


Рисунок 8. График зависимости деформаций ползучести бетона в зависимости от скорости начального нагружения.

Примечание [Н10]:
рис
Байков стр 29

Опыты показывают: независимо с какой скоростью был достигнут уровень напряжения σ_c / f_c , конечные деформации ползучести будут с течением времени одинаковые.

Ползучесть бетона также зависит от величины напряжения, с возрастанием которого она тоже увеличивается.

В общем случае величину деформации ползучести влияют:

- возраст бетона;
- относительный уровень напряжения σ_c / f_c ;
- воздействие окружающей среды (t и влажность RH);
- технологические параметры бетонной смеси (объемное содержание цементного камня, В/Ц, активность и вид цемента, вид заполнителя, тепло-влажностная обработка и способ уплотнения);
- геометрические размеры поперечного сечения.

С ростом напряжений ползучесть бетона увеличивается; зависимость деформации – время при напряжениях $\sigma_{c1} < \sigma_{c2} < \sigma_{c3}$ показана на рис 9. Згруженный в раннем возрасте бетон обладает большей ползучестью чем старый бетон.

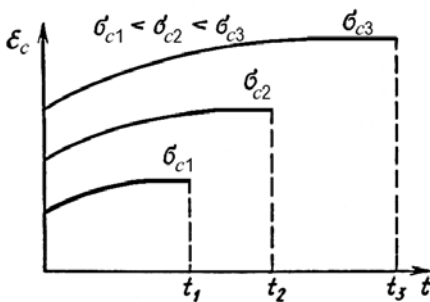


Рисунок 9. Деформации ползучести бетона в зависимости от времени выдержки под нагрузкой t и напряжения σ_c

Примечание [Н11]: Байков
стр 29

При расчетах ЖБК ползучесть учитывается при помощи коэффициента

ползучести $\Phi(t, t_0)$ – отношение относительной деформации ползучести в момент времени t к упругой относительной деформации возникающей под нагрузкой в момент времени t_0 .

$$\Phi(t, t_0) = \varepsilon_{pl}(t) / \varepsilon_{el}(t_0)$$

Величину Φ определяют по следующей зависимости

$$\Phi(t, t_0) = \Phi_0 \cdot \beta_c(t - t_0)$$

Φ_0 – базовый коэффициент ползучести, определяемый в зависимости от средней прочности. (по [1]. стр25)

$\beta_c(t - t_0)$ – коэффициент, учитывающий деформации ползучести во времени от t_0 до t . (по [4]. стр91)

Примечание [Н12]: $\Phi_0 = \Phi_{RH}$

$\cdot 16.8 / (0.1 + t^{0.2}) \sqrt{f_{cm}}$
 Φ_{RH} – учитывает влияние влажности и размеров сечения.

Примечание [Н13]: Если не требуется большая точность расчетов, то используется предельное значение коэффициента ползучести $\Phi(\infty, t_0)$ (определяется графически).

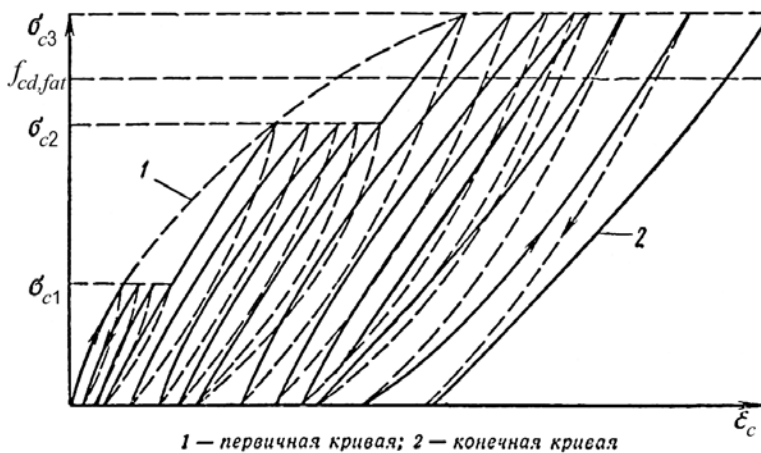
модуль упругости бетона, который определяется в зависимости от предельных деформаций ползучести.

$$E_{c, eff} = E_{cm}(t_0) / (1 + \Phi(\infty, t_0))$$

$$E_{cm}(t_0) = [f_{cm}(t_0) / f_{cm}]^{0.3} \cdot E_{cm}$$

$$\sigma_{c, max} \leq \sigma_{CR} \dots \sigma_{CR} = \gamma_{CR} \cdot f_{cd}$$

Силовые относительные деформации (СОД) при многократно повторяющемся действии нагрузки



1 – первичная кривая; 2 – конечная кривая

Рисунок 10. Зависимость σ_c от ε_c при циклическом нагружении.

Примечание [Н14]:

рис
 Байков стр29
 ТУР стр85

Характер развития деформаций при данном виде нагружения зависит от величины повторно прикладываемых напряжений и количества циклов (рис.10).

При напряжении ниже предела выносливости с увеличением циклов происходит накопление остаточных пластических деформаций с постоянным переходом зависимости от криволинейной формы (выпуклой) к линейной. С дальнейшим увеличением напряжения происходит дальнейшее накопление остаточных пластических деформаций, однако бетон в этот период может работать как упругий материал пока напряжения не превысят предел выносливости.

После некоторого числа циклов, в бетоне интенсивно начинают возрастать пластические деформации, главным образом за счет возникновения и развития микротрещин. Обе ветви диаграммы становятся вогнутыми и при достижении бетоном предельных деформаций происходит его разрушение.

Показатели качества бетона.

При проектировании ЖБК в зависимости от назначения и условий эксплуатации нормами устанавливаются показатели качества бетона, а соответственно и конструкции.

К показателям качества конструкции (бетона) относятся:

- классы по прочности на сжатие и растяжение,
- марка по морозостойкости ($F50...F500$),
- марка по водонепроницаемости ($W2...W12$),
- марка по плотности D ($2300-2500$)-тяжелые;
($1800-2400$)-средние;
($800-2100$)-легкие
- марка напрягающего бетона по самонапряжению ($S_{p0,6}... S_{p4}$).

Показатели качества бетона определяются в лабораторных условиях, периодичность их определения регламентируется ГОСТом или СТБ и обязательно указывается в паспортах на конструкции и изделия.

ТЕМА № 2 АРМАТУРА ДЛЯ ЖБК.

Требования предъявляемые к арматуре.

Арматура – линейно протяженные элементы, предназначенные в ЖБК для восприятия растягивающих (главным образом) и сжимающих усилий.

Арматуру в ЖБК применяют в виде отдельных стальных стержней, проволоки, канатов или выполненных разнообразных арматурных изделий.

Количество рабочей арматуры, которое необходимо разместить в конструкции, определяется расчетом сечений на действие усилий или устанавливается по конструктивным требованиям.

Арматура должна удовлетворять требованиям:

- максимально высокое нормативное сопротивление.
- хорошие упругие свойства (предел упругости и пропорциональности).
- высокие пластические свойства, предотвращающие преждевременное хрупкое разрушение конструкции.
- высокая вязкость (наибольшее число безопасных перегибов) позволяет избежать снижения прочности в процессе изготовления.
- способность арматуры к наилучшему сцеплению с бетоном (рифленая поверхность).
- кроме того арматурные стали должны обладать свариваемостью, стойкостью против хладноломкости, пределом выносливости и реологическими свойствами, к которым относятся ползучесть и релаксация.

Под релаксацией арматурных сталей понимают снижение во времени начального уровня напряжений при постоянной величине деформаций.

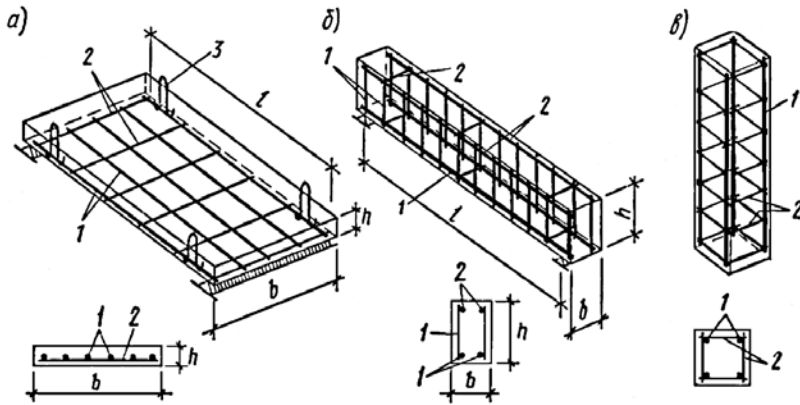
Арматуру для ЖБК классифицируют по признакам:

- назначению;
- способу изготовления;
- профилю поверхности;
- способу применения.

По назначению арматура делится на:

- рабочую (продольная, поперечная);
- конструктивную;
- монтажную.

Рабочая арматура устанавливается по расчету. *Конструктивная* арматура по конструктивным и технологическим соображениям. Она воспринимает не всегда учитываемые расчетом усилия от усадки бетона, изменения температуры, а также равномерно распределяет усилия между стержнями. *Монтажная* арматура обеспечивает проектное положение рабочей арматуры, подъем при транспортировании и монтаже (см. **рис. 11**).



1 — рабочая арматура; 2 — конструктивная арматура; 3 — монтажная арматура

Рисунок 11. Расположение арматуры в изгибаемых (а, б) и сжатых (в) элементах.

Примечание [Н15]: Попов
стр 32

По способу изготовления различают арматуру:

- горячекатаную (стержневую);
- холоднотянутую – вытяжка в холодном состоянии (проволока);

По профилю поверхности арматура бывает:

- гладкого профиля (рис 12.а);
- периодического профиля (рис 12.б, в).

Гладкая применяется в монтажных целях (петли, распределительная арматура). Арматура периодического профиля в основном используется для ЖБК, т.к. имеет хорошее сцепление с бетоном.

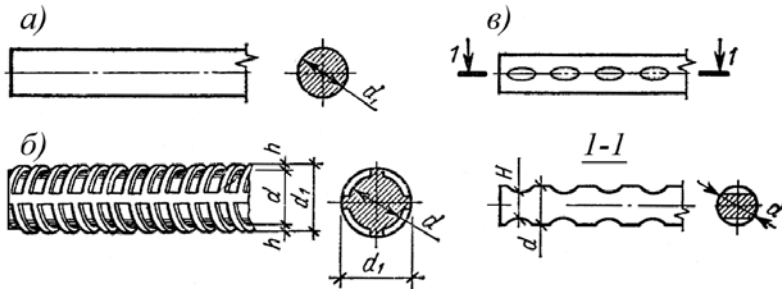


Рисунок 12

Виды поверхностей арматуры:

- а) гладкий профиль;
- б) периодического профиля;
- в) проволочная холоднокатаная.

Примечание [Н16]: Канаты представляют собой витую проволоку, которая набирается в пучки и обладает высокими прочностными характеристиками.

Технология изготовления термически упрочненной арматуры заключается в обработке стали высокими температурами.

Холоднотянутые виды арматуры получают путем вытяжки с определенным удлинением.

По способу применения в ЖБК арматуру разделяют на напрягаемую и ненапрягаемую.

Все перечисленные виды арматуры относятся к гибким.

Помимо гибкой арматуры в ряде случаев применяют жесткую из прокатных или сварных двутавров, швеллеров, уголков.

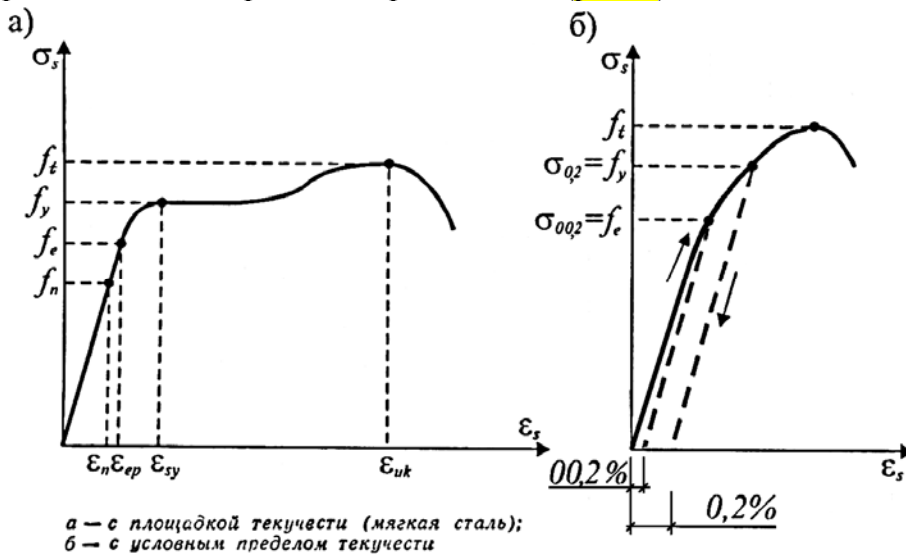
Механические и деформационные свойства арматурных сталей.

Механические свойства арматурных сталей:

- характеристики прочности и деформативности устанавливаемые по диаграмме $\sigma_s - \epsilon_s$, сюда относится физический предел текучести, временное сопротивление разрыву, а для высокопрочных сталей - условный предел текучести и условный предел упругости;
- пластические свойства: относительное удлинение при испытании на разрыв, изгиб в охлажденном состоянии, относительное удлинение после разрыва;
- свариваемость;
- хладноломкость – склонность к хрупкому разрушению при температуре ниже -30 градусов по Цельсию;
- реологические свойства: ползучесть (большие напряжения и большие температуры), релаксация;
- усталостное разрушение;
- динамическая прочность.

Основными свойствами, учитываемыми в расчетах ЖБК являются прочность и деформативность.

Характер прочности и деформативности устанавливается на диаграмме $\sigma_s-\epsilon_s$, при испытании образцов на растяжение (рис13).



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

Рисунок 13. Диаграмма $\sigma_s-\epsilon_s$ при растяжении арматурной стали.

Примечание [Н17]: рис
ТУР 106
Байков38
Попов34

Для арматурных сталей, имеющих физический предел текучести рассматривают следующие основные этапы работы образца под нагрузкой (рис.13.а). Этим этапам свойственны характерные графики деформации:

- упругие деформации ϵ_n и соответствующие им напряжения равные f_n - предел пропорциональности.
- упругопластические деформации ϵ_{ep} , которые соответствуют

напряжению f_e – пределу упругости.

- пластические деформации ϵ_{sy} , соответствующие физическому пределу текучести f_y .
- деформации ϵ_{uk} , соответствующие временному сопротивлению f_t или пределу прочности.

Диаграмма 2 (рис.13.б) для высокопрочных сталей устанавливает *условный предел текучести* $\sigma_{0,2}=f_y$, соответствующий остаточным деформациям 0,2%, а также устанавливает *условный предел упругости* f_e , при котором остаточные деформации равны 0,02%.

Условный предел упругости для высокопрочных сталей принимается $f_e=0,8f_y$ (рис.13.б).

Для расчета ЖБК используют модуль упругости для сталей имеющих физический предел текучести. $E_s=200\text{кН/мм}^2=2\cdot 10^5\text{МПа}$

Для сталей с условным пределом текучести используют модуль деформации, который для стержневой арматуры равен:

$E_s=200\text{кН/мм}^2$, а для канатной $E_s=190\text{кН/мм}^2$

Примечание [Н18]: а для канатной $E_s=190\text{кН/мм}^2$

Назначая арматуру для ЖБК особое внимание уделяют свариваемости, реологическим свойствам, усталостному разрушению и динамическому упрочнению.

Свойства арматурной стали зависят от химического состава, способа производства и обработки.

Стали, имеющие физическую площадку текучести, называют мягкими. Содержание углерода в них = 0,2 – 0,4%. Увеличение содержания углерода приводит к увеличению прочности, но снижает деформативность и свариваемость.

Изменение свойств стали достигается введением легирующих добавок. Повышение прочности также можно достигнуть термическим упрочнением и механической вытяжкой.

Стали с одинаковыми прочностными и деформативными свойствами объединяются в классы, при этом к одному классу могут относиться стали с разным химическим составом, т.е. разных марок.

Классы арматурной стали учитывают способ производства и механические характеристики.

В классы включены горячекатаная, термомеханически упрочненная, холодно деформирования стали .

Таблица 1 - Характеристики ненапрягаемой арматуры

Классы арматуры		Номинальный диаметр, мм	Вид поверхности
СНиП 2.01.03-84	СНБ 5.03.01-02(изм №4)		
А – I	S240	5,5...40	Гладкая
А – III	S400	6...40	Период проф
-	S500	6...40	Гл. и период проф.
Вр – I	S500	4...5	проф.

Таблица 2 - Характеристики напрягаемой арматуры

Классы арматуры		Номинальный диаметр, мм	Вид поверхности
СНиП 2.01.03-84	СНБ 5.03.01-02(изм №4)		
А – III в	S540	16...32	Стержневая, период пр, кольцевой
А – V Аг - V Аг – VСК	S800	10...32	Стержневая, период пр, кольцевой и серповидный
А VI	S1200	10...32	-//-
Канаты К7...К19	S1400	9...15	Канаты
В II		3...5	Гладкая
Вр II		3...5	С вмятинами

С- свариваемость; К- коррозионная стойкость; Т- термически упрочненная.

Для расчета ЖБК используют нормативные и расчетные сопротивления арматуры. Нормативное сопротивление арматуры (f_{yk} и f_{pk}) – значение физического либо условного предела текучести арматуры с гарантированной обеспеченностью не менее 95%. Расчетные сопротивления арматуры (f_{yd} - ненапряженные и f_{pd} - преднапряженные) определяют путем деления нормативного сопротивления на частный коэффициент безопасности по арматуре γ_s , принимаемый:

- для классов S240 и S400 $\gamma_s=1,1$
- для арматуры 6-22мм S500 $\gamma_s=1,15$
- для арматуры 4-5мм и 25-40мм S500 $\gamma_s=1,2$
- для преднапряженной арматуры $\gamma_s=1,25$

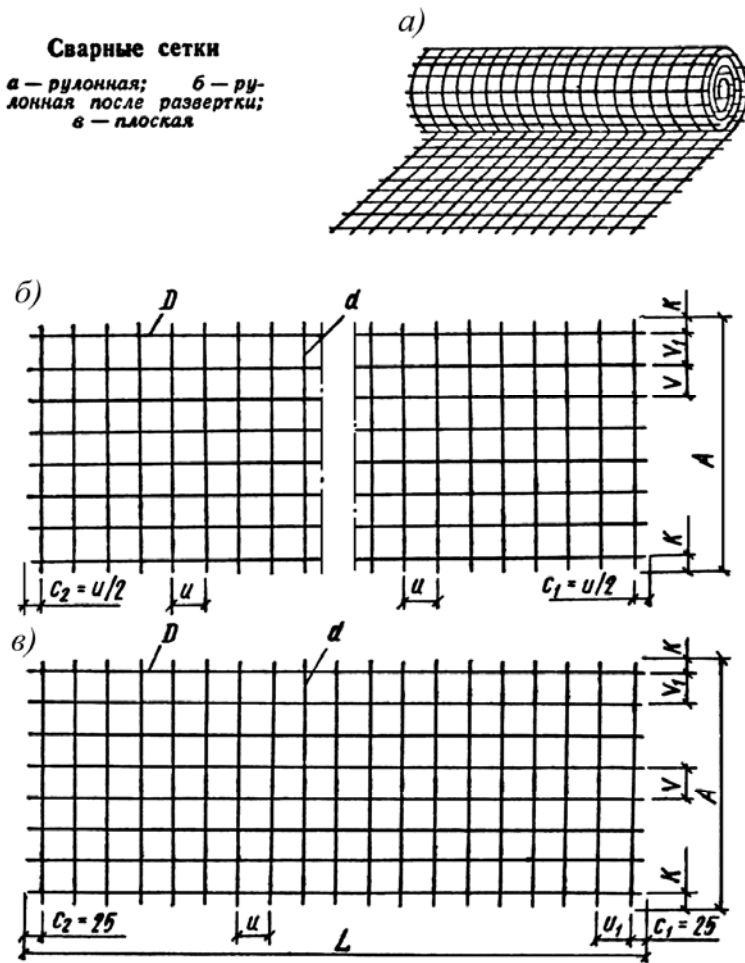
Арматурные изделия

С целью индустриализации арматурных работ и сокращения их трудоемкости отдельные стержни объединяют с помощью сварки или вязки в сетки, каркасы, армоблоки. Сетки изготавливают рулонными или плоскими (см **рис.14**). Рабочая арматура в них может располагаться в продольном, поперечном или обоих направлениях. Стержни, перпендикулярные рабочим стержням, выполняют функцию монтажной (распределительной) арматуры.

Для изготовления сеток используют S500 диаметром 4-5 мм, S500 диаметром 6-10мм, в отдельных случаях плоские сетки выполняют диаметром 10-20 мм класса S240, S400(сетки фундаментов).

В *рулонных сетках* диаметры продольных стержней могут также

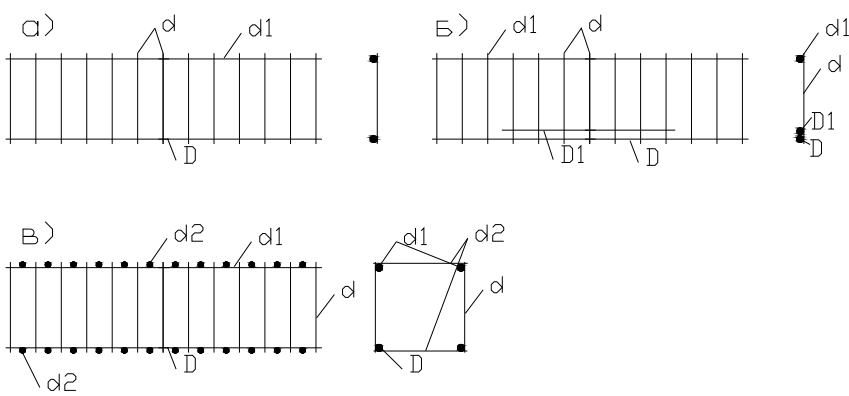
достигать 8 мм, наибольшая ширина рулонных сеток 3,5 м, а длина ограничивается массой 100-500 кг. *Плоские сетки* имеют максимальную ширину 2,5 м, длину до 9 м.



где D — диаметр продольных стержней, v — шаг продольных стержней; d — диаметр поперечных стержней; u — шаг поперечных стержней; A — ширина сетки; L — длина сетки; c_1, c_2 — длина свободных концов продольных стержней; k — длина свободных концов поперечных стержней (если $c_1 = c_2$, приводится только значение c_1 , если $c_1 = c_2 - k$, также приводится только значение c_1 , при $c_1 = c_2 = k = 25$ значение c_1 опускается).

Рисунок 14.

Примечание [Н19]: Байков стр46 сварные сетки



Примечание [H20]: не
менять

Рисунок 15. Арматурные каркасы

Сварные каркасы состоят из продольных (D) и монтажных (d1) стержней, объединенных поперечными рабочими стержнями (d), рабочей арматурой (рис.15.а). Рабочие стержни могут располагаться в 2 ряда (рис.15.б), когда к основному рабочему стержню допускается приварка дополнительного рабочего стержня (D1). Плоские каркасы объединяют пространственные каркасы или крупные арматурные блоки с помощью сварки или с помощью обвязки хомутами (рис.15.в).

Качество точечной электросварки каркасов зависит от соотношения свариваемых продольных и поперечных стержней арматуры, которые должны быть в соотношении 1/3-1/4.



Рисунок 16. Арматурные канаты и пучки

Армирование конструкции отдельными высокопрочными проволоками (вследствие их большого числа) трудоемко и приводит к излишнему развитию сечения элементов. Поэтому проволоку укрупняют в канаты и пучки (см. рис.16). Канаты (рис. 16.а) обычно изготавливают из 7 или 19 проволок одного диаметра (обозначение К-7 или К-19), навивая на центральную прямолинейную проволоку остальные – в один или несколько слоев. Диаметр проволок канатов К-7 от 2 до 5 мм. Пучки состоят из параллельных высокопрочных проволок (14, 18, 24 шт.) или канатов (рис. 16.б). Пучки могут иметь по концам анкер, а по длине обматываются мягкой проволокой (их отличие от канатов в том, что они не переплетаются, а идут параллельно).

Соединения арматуры

Обычно рабочие стержни арматуры и арматурного изделия должны

проектироваться целыми на весь пролет элемента. Если это невозможно, то следует предусматривать их стыкование по длине или ширине элемента. Соединение арматурных стержней без сварки допускается при диаметре менее 25 мм, не рекомендуется при диаметре более 25 мм, а диаметр 36 мм и более запрещается. Также не допускается соединение без сварки рабочей арматуры в растянутых зонах изгибаемых и внецентренно растянутых элементов, где она используется с полным расчетным сопротивлением, также с центрально растянутыми и при стыковке арматуры S500 и выше.

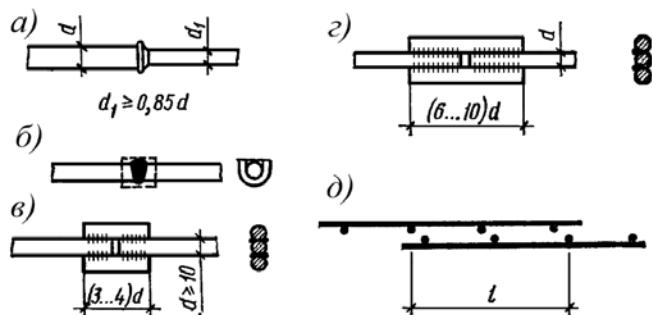


Рисунок 17. Соединения арматуры
 а – контактное стыковое соединение
 б – ванная сварка
 в,г – с накладками(приварка)
 г – внахлестку

Для соединения арматурных стержней по длине в заводских условиях рекомендуется применять контактную стыковую сварку (рис.17.а) на специальных сварочных машинах. Для соединения встык при монтаже используют дуговую сварку. При этом в случае свариваемых стержней $d \geq 20$ мм применяют дуговую ванную сварку в инвентарных (медных) формах (рис.17.б). При $d < 20$ мм дуговую сварку осуществляют с накладками с четырьмя фланговыми швами (рис.17.в). Допускается также сварка односторонними удлиненными швами (рис.17.г). Стык рабочих стержней внахлестку без сварки применяют при $d \leq 36$ мм (рис.16.д) в тех местах, где прочность арматуры используется не полностью. Стыки внахлестку не допускаются в растянутых элементах. В местах стыка обязательно устанавливают дополнительные хомуты. Во всех случаях стыки следует делать вразбежку по длине элемента. Стыки внахлестку сварных сеток в рабочем направлении, так же как и стержней, должны иметь длину *перепуска* $l > l_{bd}$ (l_{bd} рассчитывается по формуле (по [1]. пункт 11.2.32)) а ширину нахлестки сетки в направлении распределительной арматуры принимают конструктивно 50...100 мм, в зависимости от диаметра.

Применение арматуры в ЖБК

Выбор класса арматурной стали, применяемой в ЖБК, производят в зависимости от типа конструкции, наличия преднапряжения, условий

возведения и эксплуатации. В качестве ненапрягаемой рабочей арматуры применяют в основном классов S400, S500. А арматуру класса S240 допускается использовать в качестве продольной ненапрягаемой рабочей арматуры только при специальном обосновании. Арматура класса S240 применяется в основном для изготовления монтажных петель и допускается для поперечной рабочей и конструктивной арматуры.

В качестве напрягаемой арматуры применяют S800, S1200, S1400.

При длине до 12 м в преднапрягаемых конструкциях преимущественно используют S800, S1400, а при длине более 12 м рекомендуют S1400.

ТЕМА №3 ЖЕЛЕЗОБЕТОН.

ЖБК. Заводское производство ЖБК

Проектируя ЖБК предусматривают использование высокопроизводительных машин при их изготовлении, удобство монтажа на строительной площадке, поэтому Ж/Б изделия должны быть оптимальных габаритов, экономичных форм сечения, рациональных способов армирования, т.е. конструктивные решения и технология изготовления должны быть тесно взаимосвязаны.

Существует несколько *технологических схем* изготовления ЖБК:

- *конвейерная* (изготовление изделий в формах, установленных на вагонетках и перемещаемых по рельсам конвейера от одного агрегата к другому, выполняя в процессе последовательно необходимые технологические операции);
- *стендовая* (изделия в процессе изготовления и тепловой обработки остаются неподвижными, а агрегаты, выполняющие технологические операции, перемещаются вдоль форм). *Кассетная технология* – это разновидность стендовой;
- *поточно-агрегатная* (форма с изделием перемещается от одного агрегата к другому кранами, а агрегаты, выполняющие технологические операции, неподвижны, ритм перемещения не является принудительным);
- *вибропрокатная* (изделие формируют на непрерывно движущейся ленте, поверхность которой образует форму изделия).

На Ж/Б заводах одновременно используют несколько технологических схем, т.к. изготовить весь комплект изделий для возведения здания по одной технологии невозможно.

Совместная работа арматуры и бетона. Условия их совместной работы

Основной фактор, обуславливающий совместную работу арматуры и бетона – это надежное сцепление арматуры с бетоном, снижение которого приводит к чрезмерному раскрытию трещин, уменьшению жесткости и прочности конструкций. Работая совместно с арматурой, бетон обеспечивает ее защиту от коррозии и действия высоких температур.

Совместная работа бетона с арматурой в ЖБК возможна при выполнении следующих условий:

- близкие значения коэффициентов теплового расширения этих материалов;
- при действии усилий от нагрузки силы сцепления должны обеспечивать равенство деформаций бетона и арматуры;
- правильное определение необходимого количества арматуры, размещаемой в конструкции, т.е. должен быть выдержан коэффициент армирования сечения ρ , который должен быть не меньше ρ_{min} см. ([1], табл.11.1):

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \geq \rho_{\min}$$

где: A_s – площадь арматуры

A_c – площадь сечения

Если это условие не выполняется, то конструкция рассматривается как бетонная.

Факторы, влияющие на величину напряжения сцепления арматуры с бетоном.

Силы сцепления, приходящиеся на единицу поверхности арматуры, обуславливают напряжение сцепления арматуры с бетоном по длине элемента.

Факторы, влияющие на величину сцепления арматуры с бетоном, следующие:

- трение арматуры с бетоном;
- вид и тип поверхности стержня;
- адгезия (склеивание);
- химическое взаимодействие между сталью и бетоном;
- прочность бетона и его технологические параметры (класс C), В/Ц(водоцементное отношение), способ уплотнения, направление бетонирования, условие твердения);
- направление продольной силы.

Анкеровка ненапрягаемой арматуры в бетоне

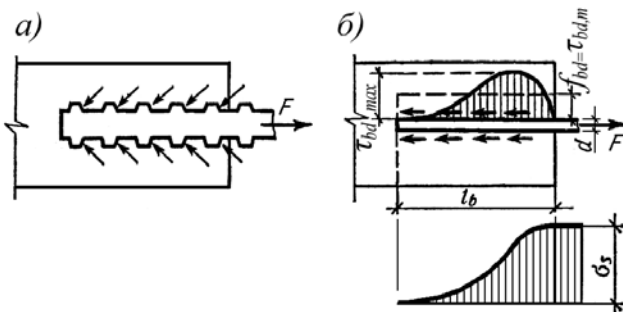


Рисунок 18. Схема сцепления арматуры с бетоном.

При выдергивании арматурного стержня из бетона, усилия с арматуры на бетон передаются через касательные напряжения сцепления τ , которые распределяются вдоль стержня неравномерно (рис.18.а,б). Наибольшее их значение действует на некотором расстоянии от торца элемента. Для оценки напряжения сцепления используют усредненное значение напряжения в бетоне на длине заделки стержня $\tau_{bd,m}$. Оно определяется как предельное напряжение сцепления, т.е. $\tau_{bd,m} = f_{bd}$. Усилие F вызывает появление растягивающих

напряжений σ_s в стержне, имеющем площадь сечения A_s с максимальным значением f_{yd} т.е. $\sigma_s = f_{yd}$. Из условия равновесия в предельном состоянии определяют длину базовой анкеровки l_b :

$$A_s \cdot f_{yd} = U \cdot l_b \cdot f_{bd} . \quad (6)$$

отсюда:

$$l_b = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{U \cdot f_{bd}} \quad (7)$$

где U -длина окружности стержня ($=\pi \cdot d$);

A_s - площадь арматурного стержня;

f_{bd} - предельное напряжение сцепления;

$$f_{bd} = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3 \cdot f_{ctd} \quad (8)$$

$$A_s = \frac{\pi \cdot d^2}{4}$$

$$U = \pi \cdot d$$

откуда:

$$l_b = \frac{d \cdot f_{yd}}{4 \cdot f_{bd}} \quad (9)$$

$\eta_1 \dots \eta_3$ – (пункт 11.2.33 [1])

Зависимость показывает, что необходимая длина анкеровки f_b увеличивается при увеличении диаметра и увеличении сопротивления арматурного стержня, поэтому для уменьшения длины анкеровки целесообразно использовать стержень меньшего диаметра.

Определение расчетной длины анкеровки ненапрягаемой арматуры в бетоне

Расчетная длина анкеровки ненапрягаемых стержней равна:

$$l_{bd} = \alpha_1 \cdot \alpha_2 \cdot \alpha_3 \cdot \alpha_4 \cdot \alpha_5 \cdot l_b \cdot \frac{A_{s,red}}{A_{s,prov}} \geq l_{b,min} \quad (10)$$

$\alpha_1 - \alpha_4$ - определяются по (табл.11.6 [1]);

α_5 - нормируется в зависимости от поверхности стержня и его работы;

l_b - базовая анкеровка;

$A_{s,red}$ - требуемая по расчету площадь продольной арматуры;

$A_{s,prov}$ - площадь арматуры, принятая по сортаменту;

$l_{b,min}$ - длина минимальной анкерки, принимаемая максимальному значению из 3-ех:

- Для растянутых стержней: $l_{b,min} > \max(0,6 l_b; 15d; 100 \text{ мм})$;
- Для сжатых стержней $l_{b,min} > \max(0,3 l_b; 15d; 100 \text{ мм})$;

Конструктивные требования по анкерке ненапрягаемой арматуры в бетоне

Продольные стержни растянутой и сжатой арматуры должны быть заведены за сечение, в котором они используются с полным расчетным сопротивлением на величину l_{bd} (рис.19). Гладкие арматурные растянутые стержни в вязаных каркасах и сетках должны заканчиваться крюками, лапками и петлями, которые выполняются с учетом (пункта 11.2.36 [1]).

Длина анкерки l_{bd} концов *отогнутой арматуры* должна быть не менее:

- в растянутом бетоне: $20 d$;
- в сжатом бетоне: $10 d$.

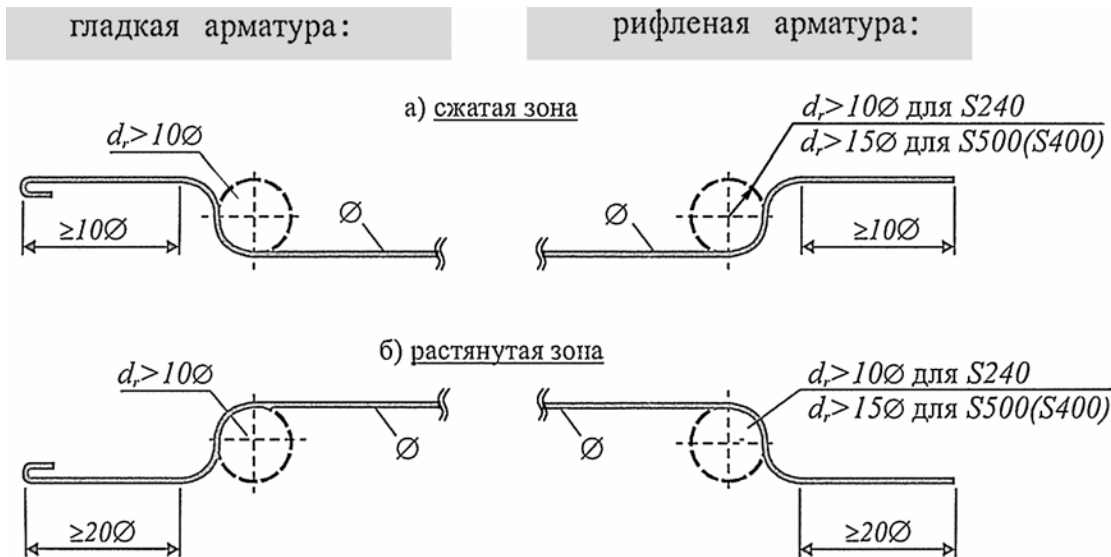
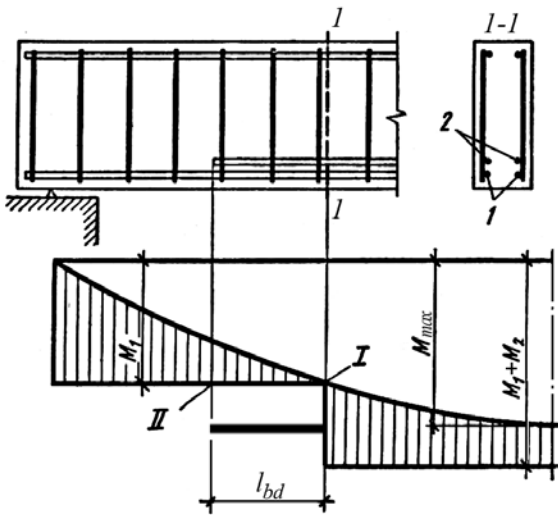


Рисунок 19. Анкерка арматуры при отгибе и обрыве



1- необрываемая продольная рабочая арматура

2- обрываемая продольная рабочая арматура

Рисунок 20. Анкеровка арматуры в пролете по эпюре материалов

I – точка теоретического обрыва;

II – место фактического обрыва стержня

Обрываемые в пролете стержни арматуры заводят за точку теоретического обрыва (рис. 20):

- в растянутой зоне $\geq 0,5h+20d$ и не менее l_{bd} , где h -высота конструкции в точке теоретического обрыва;
- в сжатой зоне $\geq 20d$ и не менее 250 мм.

Усадка и ползучесть бетона в ЖБК

В ЖБК стальная арматура вследствие ее сцепления с бетоном становится внутренней связью, препятствующей свободной усадке бетона. Согласно опытным данным усадка и набухание Ж/Б конструкций почти в два раза меньше, чем в бетоне (рис.21).

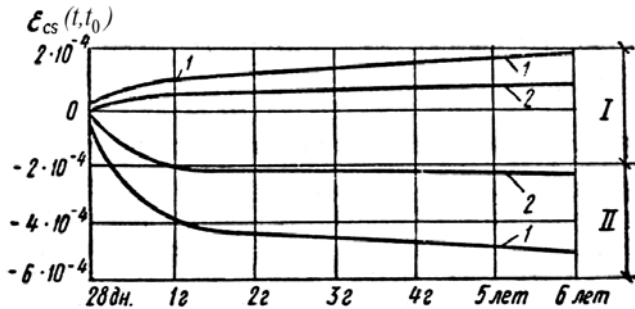


Рисунок 21. Изменение с течением времени усадки и набухания

I – набухание в воде; II – усадка на воздухе;

1 – бетона; 2 - железобетона

Деформации стесненной усадки бетона в Ж/Б элементах приводят к возникновению начальных напряжений, растягивающих в бетоне, сжимающих

в арматуре. При достаточно высоком содержании арматуры в бетоне элемента могут возникнуть усадочные трещины.

Усадка бетона в статически неопределимых ЖБК рассматривается как внешнее воздействие, вызывающее появление дополнительных усилий в элементах. Средняя деформация усадки $\varepsilon_{cs,m}$ равна $0,015\% = 15 \cdot 10^{-5}$ что равносильно понижению температуры на 15°C (т.к. коэффициент линейной температурной деформации $\alpha_{ct} \approx 1 \cdot 10^{-5}$).

Это позволяет заменить расчет на действие усадки расчетом на температурное воздействие. Отрицательное влияние усадки в этом случае может быть снижено путем устройства деформационных швов, которые обычно совмещают с температурными, и называют *температурно-усадочными швами*.

В предварительно напряженных элементах влияние усадки также учитывается путем снижения напряжения в напрягаемых арматурных стержнях. Напряжения, возникающие в бетоне этих конструкций от усадки, являются растягивающими и зависят от класса бетона, коэффициента армирования ρ и, прежде всего, от деформаций свободной усадки бетона.

Ползучесть бетона в ЖБК

В ЖБК под действием внешних сил происходят деформации ползучести, при которых арматура также является внутренней связью, препятствующей этой свободной деформации. В арматуре и бетоне возникают дополнительные напряжения от деформации ползучести, и при длительном действии нагрузки ползучесть приводит к перераспределению напряжений между арматурой и бетоном, т.к. эти два материала связаны между собой силами сцепления.

С течением времени напряжения в бетоне уменьшаются, а в арматурном элементе без преднапряжения возрастают. Этот процесс происходит непрерывно, пока деформации ползучести не достигнут своего предела.

В зависимости от вида ЖБК и их напряженного состояния ползучесть может оказывать положительные или отрицательные влияния на их работу:

- в коротких сжатых элементах полностью используются прочность арматуры и бетона.(+)
- в изгибающих элементах увеличивает прогиб.(-)
- в гибких сжатых элементах увеличивает начальный эксцентриситет и снижает несущую способность.(-)
- в преднапряженных конструкциях приводит к потере предварительного напряжения.(-)
- в статически неопределенных системах ползучесть помогает перераспределению усилий, смягчает концентрацию напряжений.(+)

Коррозия и защитный слой бетона в ЖБК

Коррозия ЖБК зависит от условий эксплуатации и по этому признаку

установлены классы по условиям эксплуатации, в которых перечислены возможные виды коррозии ЖБК (табл. 5.2-5.3 [1]):

- действие С1;
- карбонизация бетона;
- морозостойкость;
- химические и биологические воздействия.

Коррозия бетона зависит от его прочности и плотности, свойств цемента и агрессивности среды.

Коррозия арматуры зависит от недостаточного содержания цемента, наличия в нем вредных добавок, чрезмерного раскрытия трещин и недостаточной толщины защитного слоя бетона. Коррозия арматуры может не зависеть от коррозии бетона.

Способы уменьшения коррозии в ЖБК следующие:

- ограничение агрессивности среды в процессе эксплуатации;
- применение плотных бетонов на сульфатостойких вяжущих;
- защитные покрытия поверхности бетона;
- ограничение ширины раскрытия трещин 0,2мм – для преднапряженных конструкций; 0,4 мм – для ненапрягаемых конструкций;
- увеличение толщины защитного слоя.

Наименьшее расстояние между поверхностью стержней и ближайшей поверхностью бетона называется толщиной защитного слоя бетона.

Защитный слой обеспечивает:

- совместную работу бетона и арматуры;
- защиту арматуры от коррозии, высоких температур и воздействий окружающей среды.

При назначении толщины защитного слоя учитывают:

- вид и размеры конструкций;
- условия эксплуатации;
- диаметр и назначение арматуры (рабочая или распределительная).

Толщина защитного слоя должна быть не менее:

- d арматуры, если он меньше или равен 40 мм;
- \max размера заполнителя, если он <32 мм.
- \max размера заполнителя 5 мм, если он >32 мм.

Для фундаментов толщина защитного слоя не менее:

- при отсутствии бетонной подготовки 80 мм;
- при наличии бетонной подготовки 45 мм;
- при выполнении из сборного Ж/Б. 45 мм.

Толщина защитного слоя бетона для поперечной и распределительной арматуры в конструкциях, работающих в нормальных и слабоагрессивных средах, следует принимать не менее 15 мм в соответствии с (табл. 11.4 [1]).

Особенности преднапряженных конструкций (ПНК)

Сущность предварительно напряженного ЖБ и его классификация

Предварительно напряженные железобетонные конструкции (ПНК) - это

конструкции, в которых начальное натяжение напрягаемой арматуры обеспечивает необходимую степень обжатия бетона в процессе их изготовления и эксплуатации.

Отличие предварительно напряженных конструкций от обычных:

- в обычных железобетонных конструкциях арматурная сталь выполняет пассивную роль. Она не может воспрепятствовать разрушающему бетон действию нагрузки (образованию трещин), но смягчает последствия после появления трещин от действия этой нагрузки.
- в предварительно напряженных конструкциях арматура выполняет активную роль и проектировщик создает силы, оказывающие противодействие внешним нагрузкам и отодвигает момент появления трещин.

ПНК классифицируются по следующим признакам:

- по принципу действия предварительного армирования;
- по методу изготовления;
- по степени предварительно напряжения.

Способы создания предварительно напряжения в арматуре.

ПНК могут быть выполнены 3 методами:

- натяжение арматуры на упоры;
- самонапряжение (физико-химический метод);
- натяжение арматуры на бетон.

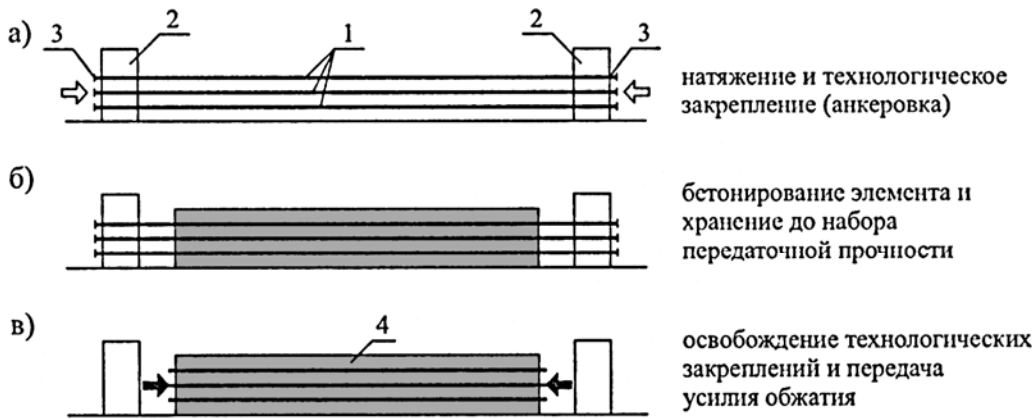
Натяжение на упоры применяют в заводских условиях для изготовления ЖБК малых и средних пролетов (рис.22). Арматуру укладывают в форму до бетонирования и после натяжения до заданного значения напряжения закрепляют на упорах (рис.22.а). Далее элементы бетонировать (рис.22.б) и, когда бетон достигает необходимой *передаточной прочности*, арматуру освобождают с упоров. Стремясь восстановить свою первоначальную длину арматура обжимает бетон поскольку имеет с ним надежное сцепление (рис.22.в).

Примечание [Н21]: -одноосные предварительно напряженные;
-двухосные предварительно напряженные;
-объемные ПНК.

Примечание [Н22]: -с натяжением арматуры на упоры
-самонапряженные
-с натяжением арматуры на бетон - сборно-монолитные

Примечание [Н23]: -полное ПН (напряжение $\sigma_{ct}=0$ (на уровне центра ПН арматуры)
-ограниченное ПН ($\sigma_{ct} < \sigma_{допускаемого}$)
 $\sigma_{ct} < \sigma_{допус}$
-частичное ПН (напрягаемая арматура устанавливается из условия ограничения раскрытия ширины трещин)

Примечание [v24]:

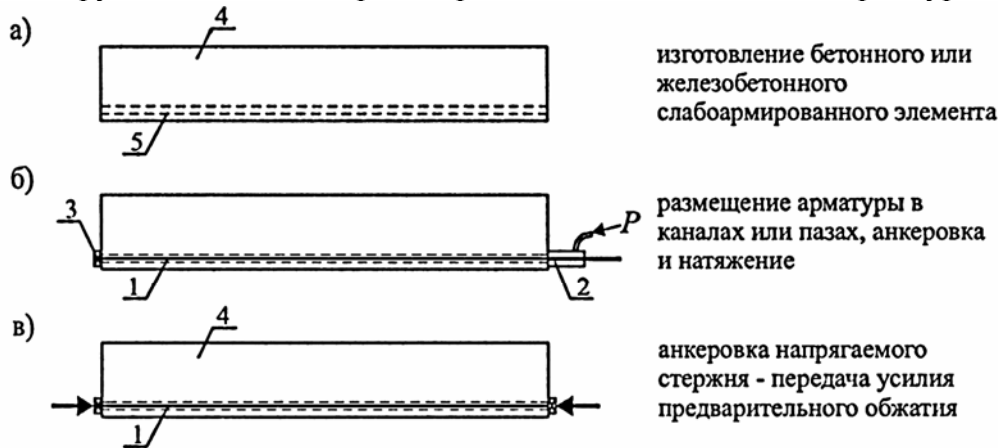


Последовательности технологических операций при предварительном натяжении арматуры на упоры
1 – напрягаемая арматура; 2 – упоры; 3 – технологические анкера; 4 – железобетонный элемент

Рисунок 22.

Натяжение арматуры на бетон (рис.23) осуществляют следующим образом:

предварительно изготавливают бетонный или слабо армированный (непреднапряженный) бетонный элемент, а затем, после достижения передаточной прочности, выполняют его обжатие. Для обжатия арматуру заводят в пазы или каналы, которые были устроены еще при бетонировании элемента (диаметр канала\паза д.б. на 5- 15 мм больше диаметра арматуры). Натяжение на бетон осуществляют при помощи специальных домкратов двойного действия. Сцепление арматуры с бетоном создают последующим нагнетанием цементного или цементно-песчаного раствора в каналы/пазы в которых находится арматура. Если инъектирование не выполняют, то конструкции называют преднапряженными без сцепления арматуры с бетоном.



Последовательность технологических операций при предварительном напряжении арматуры на бетон
 1 – напрягаемая арматура; 2 – гидравлический домкрат двойного действия;
 3 – анкер; 4 – бетонный элемент; 5 – канал или паз

Рисунок 23.

В зависимости от технологических особенностей натяжения арматуры существуют следующие способы преднапряжения:

- *механический способ* - создание удлинения арматуры, соответствующего заданному контролируемому напряжению получают вытяжкой арматурного элемента с помощью натяжных механизмов;
- *электротермический способ* – необходимое удлинение напрягаемой арматуры получают электронагревом арматуры до соответствующей температуры с последующей фиксацией ее на упорах заданной длины ($t=300-450^{\circ}\text{C}$);
- *комбинированный способ* – это совокупность 1 и 2-го способов;
- *физико-химический способ* – создание напряжения в арматуре за счет саморасширения напрягающего бетона в процессе твердения.

Назначение напряжений в предварительно напряженной арматуре

Предварительное напряжение следует назначать с учетом допустимых

отклонений p так, чтобы для стержней и проволочной арматуры выполнялись следующие условия:

$$\sigma_{0,\max} + p \leq k_p \cdot f_{pk} \quad - \text{ не позволяет произойти разрыву стержня};$$

$$\sigma_{0,\min} - p \leq 0,3 \cdot f_{pk} \quad - \text{ для создания необходимых нормальных}$$

условий эксплуатации.

f_{pk} – нормативное значение прочности преднапрягаемой арматуры

p – допустимое отклонение

k_p – коэффициент (0,9-стержневая арматура; 0,8- проволочная арматура)

$$p = 30 + \frac{360}{l} \quad - \text{ для электротермического и электро-термо-}$$

механического способов.

l - длина натягиваемого стержня или расстояние между наружными крайними упорами

$$p = 0,05 \cdot \sigma_{0,\max} \quad - \text{ для механического способа.}$$

Потери напряжений арматуре (см. стр90-95 [1])

Напряжение в арматурных элементах не остается постоянным во времени в результате потерь. Потери начинаются с момента натяжения арматуры и развиваются в течении всего периода эксплуатации конструкции. Самые большие потери преднапряжения фиксируются в период передачи усилия с арматуры на бетон (в период обжатия). В общем случае рассматривается 2 вида потерь:

- *технологические* (1-ые потери) в момент времени $t=t_0$ (сразу после снятия арматуры с упоров);
- *эксплуатационные* (2-ые потери) $t > t_0$

Технологические потери преднапряжения:

- 1. Потери от релаксации - потери напряжения арматуры связанные со снижением напряжений при постоянных деформациях (из-за структурных изменений в металле):

а) При механическом способе натяжения определяются:

$$\text{для проволоки: } \Delta P_{ir} = \left(0,22 \cdot \frac{\sigma_{0,\max}}{f_{pk}} - 0,1\right) \cdot \sigma_{0,\max} \cdot A_p \quad (11)$$

$$\text{для стержневой: } \Delta P_{ir} = (0,1 \cdot \sigma_{0,\max} - 20) \cdot A_p \quad (12)$$

б) При электротермическом способе, электро-термо-механическом

$$\Delta P_{ir} = 0,05 \cdot \sigma_{0,\max} \cdot A_p \quad (13)$$

$$\Delta P_{ir} = 0,03 \cdot \sigma_{0,\max} \cdot A_p \quad (14)$$

Если значение ΔP_{ir} получается с минусом, то в дальнейших расчетах его приравнивают к нулю.

- 2. Потери от температурного перепада – это разность температур между натянутой арматурой в зоне нагрева и устройствами воспринимающими усилия натяжения. Зависит от класса бетона:

$$C12/15 - C30/37 \quad \Delta P_{\Delta T} = 1,25 \cdot \Delta T \cdot A_p \quad (15)$$

$$C35/45 \text{ и выше} \quad \Delta P_{\Delta T} = 1,0 \cdot \Delta T \cdot A_p \quad (16)$$

При отсутствии сведений о технологии изготовления, можно принять $\Delta T = 60^\circ\text{C}$

- 3. Потери предварительного напряжения от деформации анкеров, фиксирующих арматуру при натяжении на упоры:

$$\Delta P_A = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s \cdot A_p \quad (17)$$

$$\Delta P_A = \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s \cdot A_p \quad (18)$$

l - длина напрягаемого стержня

Δl - обжатие опрессованных шайб, высаженных головок можно принимать равное 2 мм (или по формуле)

- 4. Потери вызванные проскальзыванием напрягаемой арматуры в анкерных устройствах (при натяжении арматуры на бетон):

$$\Delta P_{Sl} = 2 \cdot a_p \cdot \frac{x_0 - x}{x_0^2} \cdot E_s \cdot A_p \quad (19)$$

если $x_0 > x$, то $\Delta P_{Sl} = 0$

a_p - величина проскальзывания, x - длина участка от натягивающего устройства до расчетного сечения; x_0 - длина зоны проскальзывания

При натяжении на упоры усилие обжатия с арматуры на бетон передается за счет сил сцепления и, при обеспеченных конструктивных условиях, величина этих потерь приравнивается нулю.

- 5. Потери вызванные деформациями стальной формы, при закреплении на ее упорах напрягаемой арматуры:

$$\Delta P_f = \eta \cdot \frac{\Delta l}{l} \cdot E_s \cdot A_p \quad (20)$$

$\eta = \frac{n-1}{2n}$ - домкраты

При отсутствии технологии натяжения $\Delta P_f = 30 \cdot A_p$

При электротермическом способе, электро-термо-механическом

натяжении, эти потери учитываются при определении полного удлинения арматуры, поэтому =0.

- 6.Потери, вызванные трением арматуры о стенки каналов или о поверхности бетонных конструкций

$$\Delta P_{\mu(x)} = P_0 \cdot [1 - \exp(-(\omega \cdot x) + \delta \cdot \theta)] \quad (21)$$

$\delta = 0,25$ - натяжение на бетон

θ - угол поворота

- 7.Потери вызванные трением напрягаемой арматуры о огибающие приспособления при ее натяжении на упоры.

$$\Delta P_{\mu(x)} = P_0 \cdot [1 - \exp(-\delta \cdot \theta)] \quad (22)$$

P_0 - усилие обжатия

$\delta = 0,25$; x - длина участка от натяжного устройства до расчетного сечения; θ - суммарный угол поворота вокруг огибающих приспособлений

- 8.Потери вызванные упругой деформацией бетона (на уровне напрягаемой арматуры)

$$\Delta P_c = \alpha_p \cdot \rho_p (1 + z_{cp}^2) \cdot \frac{A_c}{I_c} \cdot P_{0,c} \quad (\text{натяжение на упоры}) \quad (23)$$

$$\Delta P_c = \frac{n-1}{2n} \cdot \alpha_p \cdot \rho_p (1 + z_{cp}^2) \cdot \frac{A_c}{I_c} \cdot P_{0,c} \quad (\text{натяжение на бетон}) \quad (24)$$

где:

$$\alpha_p = \frac{E_s}{E_{cu}}$$

$$\rho_p = \frac{A_p}{A_c}$$

$P_{0,c}$ - усилие предварительного напряжения с учетом потерь к моменту обжатия бетона.

I_c - момент инерции бетонного сечения;

z_{cp} - расстояние между центрами тяжести сечения и центром тяжести напрягаемой арматуры.

В первом случае эти потери 2-8% (на упоры), во втором – 1-4% (на бетон).

Усилие предварительного обжатия к моменту времени $t=t_0$ действующее непосредственно после передачи усилия с преднапряженной арматуры на бетон конструкции

$$P_{m,0} = \sigma_{mp,0} \cdot A_p \leq 0,75 \cdot f_{pk} \cdot A_p \quad (25)$$

при натяжении на упоры:

$$P_{m,0} = P_0 - \Delta P_c - \Delta P_{ir} - \Delta P_{\mu(x)} - \Delta P_{\Delta T} - \Delta P_A - \Delta P_f \quad (26)$$

при натяжении на бетон:

$$P_{m,0} = P_0 - \Delta P_c - \Delta P_{ir} - \Delta P_{\mu(x)} - \Delta P_{sl} \quad (27)$$

Эксплуатационные потери

Эксплуатационные потери к моменту времени $t > t_0$ дополнительно учитываются к первым технологическим

- 9. Реологические потери, от усадки и ползучести бетона, долговременной релаксации арматуры:

$$\Delta P_{t(t)} = \Delta \sigma_{pc+s+r} \cdot A_p \quad (28)$$

$$\Delta \sigma_{pc+s+r} = \frac{\varepsilon_{cs}(t, t_0) \cdot E_p + \Delta \sigma_{pr} + \alpha_p \cdot \Phi(t, t_0) \cdot (\sigma_{cp} + \sigma_{cp,0})}{1 + \alpha_p \cdot \frac{A_p}{A_c} \left(1 + \frac{A_c}{I_c} \cdot z_{cp}^2\right) \cdot [1 + 0,8 \cdot \Phi(t, t_0)]} \quad (29)$$

- 10. Потери от смятия бетона по виткам спиральной или кольцевой арматуры:

$$\Delta P_{sp} = (70 - 0,22 \cdot D_{ext}) \cdot A_p \quad (30)$$

D_{ext} - наружный Ø-р конструкции

- 11. Потери, вызванные деформацией обжатия стыков между блоками

$$\Delta P_{ob} = \frac{n \cdot \Delta l}{l} \cdot E_s \cdot A_p \quad (31)$$

Среднее усилие предварительного обжатия в момент времени $t > t_0$, с учетом всех потерь:

$$P_{m,t} = P_{m,0} - \Delta P_{t(t)} \quad (\text{на упоры}) \quad (32)$$

$$P_{m,t} = P_{m,0} - \Delta P_{t(t)} - \Delta P_{sp} - \Delta P_{ob} \quad (\text{натяжение на бетон}) \quad (33)$$

Эта величина должна быть:

$$P_{m,t} \leq 0,65 \cdot f_{pk} \cdot A_p \quad \text{или} \quad P_{m,t} \leq P_0 - 100 \cdot A_p \quad (34)$$

При расчете по предельным состояниям расчетное усилие предварительного обжатия P_d вводится в расчет с учетом коэффициента $\gamma_p = 1$

$$P_d = \gamma_p \cdot P_{m,t}$$

Примечание [Д25]: $P_{m,t} \leq 0,65 f_{pk} \cdot A_p$??? это правильная формула?

Анкеровка предварительно напряженной арматуры (ПНА)

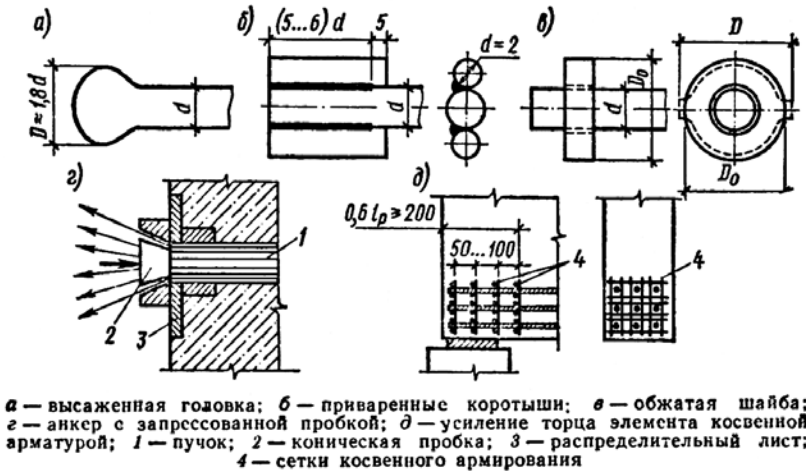


Рисунок 24. Конструкции анкеров

Напрягаемая арматура в преднапряженных конструкциях должна иметь надежную анкеровку на конечных участках.

Установка анкеров требуется если арматура натягивается на бетон, силы сцепления с бетоном недостаточны и по длине зоны передачи напряжений возможно образование трещин.

Установка анкеров не требуется, если использована стержневая горячекатаная периодического профиля проволока S1400, канаты. Однако в процессе закрепления арматуры на упорах необходимо применение временных анкеров. Можно заанкеровать при помощи приваренных шайб, цапговых зажимов, высаженных оголовков, высаженных и приваренных шайб, приваренных коротышей (рис.24). Длина участка анкеровки преднапрягаемой арматуры определяется по следующей формуле:

$$l_{bpd} = 1,2 \cdot l_{pt2} + \alpha_2 \cdot \sigma_{pd} (\sigma_{pd} - \sigma_{p\infty}) \cdot f_{bpd} \quad (35)$$

$\alpha_2 = 0,25$ – коэффициент

l_{pt2} – базовая зона передачи напряжений

σ_{pd} – напряжения в арматуре от действия нагрузок

$\sigma_{p\infty}$ – предварительное напряжение в арматуре с учетом всех потерь

f_{bpd} – предельное напряжение сцепления по контакту напрягаемой арматуры с бетоном.

Примечание [v26]:

ТЕМА №4 ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ ТЕОРИИ СОПРОТИВЛЕНИЯ ЖБК

Основные составляющие при решении задачи связанных с расчетом конструкций:

а) *статистическая (динамическая)* – устанавливает связь между внешними нагрузками действующих на конструкции и внутренними усилиями в любом ее сечении, условия равновесия

б) *геометрическая* – связывает перемещения и деформации

в) *физическая* – заключается в определении закона по которому напряжения зависят от деформаций ($\sigma - \epsilon$).

При эксплуатационных нагрузках законы физики неприменимы, т.е. формулы сопротивления упругих материалов для ЖБК непригодны, т.к. под нагрузкой помимо упругих свойств он проявляет и пластические. Теория сопротивления ЖБК строится на опытных данных и исходит из действительно напряженно-деформированного состояния элементов на разных стадиях нагружения внешней нагрузкой. На экспериментальной основе были решены основные задачи теории ЖБК (сжатие, растяжение, изгиб, внецентренное сжатие и растяжение, кручение с изгибом, трещиностойкость, и др.). Продолжаются исследования при сложных видах деформаций.

Стадии напряженно-деформированного состояния (НДС) нормального сечения изгибаемых элементов.

Опыты с различными железобетонными элементами показали, что при постепенном увеличении внешней нагрузки можно наблюдать характерные стадии НДС. При нагружении балки постепенно возрастающей нагрузкой монотонно возрастают деформации в бетоне и арматуре. Соотношения между этими деформациями определяются условиями деформативности, которые можно представить в виде плоского поворота нормального сечения (гипотеза плоских сечений).

Бетон и арматура проходят последовательно упругую, упруго-пластическую, а затем и пластическую области работы. При экспериментальном наблюдении за ЖБ изгибаемой балкой, нагруженной двумя сосредоточенными силами (чистый изгиб) выделили 3 стадии НДС:

- 1 *стадия* – до появления трещин в бетоне растянутой зоны;
- 2 *стадия* – после появления трещин в бетоне растянутой зоны;
- 3 *стадия* – стадия разрушения

1 стадия НДС

(расчет трещинообразования)

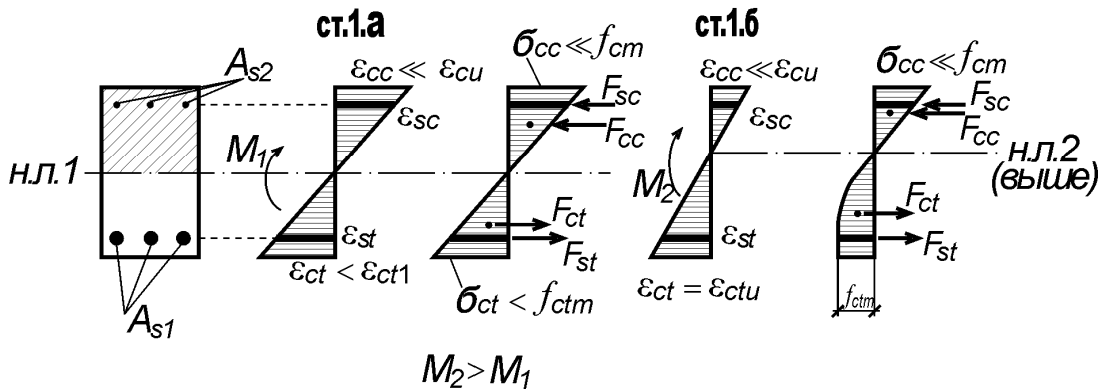


Рисунок 25. Распределение напряжений и относительных деформаций по высоте сечения в стадии 1 НДС

1 стадия НДС – нормального сечения характеризует сопротивление ЖБ элемента, работающего без трещин, при этом рассматривают два промежуточных состояния нормального сечения в зависимости от величины относительной деформации наиболее растянутой грани сечения.

- Стадия 1а имеет место на начальных этапах нагружения, когда величина изгибающего момента не велика. Бетон в сжатой и растянутой зонах сечения работает в области упругих деформаций (линейная зависимость). Нейтральная ось (Н.О.) сечения расположена примерно на уровне центра тяжести приведенного сечения (рис.25). Модули упругости сжатого и растянутого бетона равны начальному модулю упругости бетона (E_{c0}). По мере увеличения нагрузки возрастают продольные деформации бетона в нормальном сечении. В бетоне растянутой зоны развиваются значительные пластические деформации и связь между напряжениями и деформациями становится нелинейной, наступает стадия 1.б:

- Стадия 1б, предшествует образованию нормальных трещин в растянутой зоне сечения (рис.25).

Стадия 1 считается завершенной при образовании нормальных трещин и перераспределении усилий между арматурой и бетоном. До момента образования трещин роль арматуры пассивна (воспринимает 10-12% предельных напряжений). Т.о., характерные черты Стадии 1 НДС:

- отсутствие нормальных трещин в растянутой зоне сечения;
- деформации линейно распределены по высоте сечения;
- отсутствует нарушение сцепления арматуры и бетона.

2 стадия НДС

(расчет прогибов и ширины раскр. трещин)

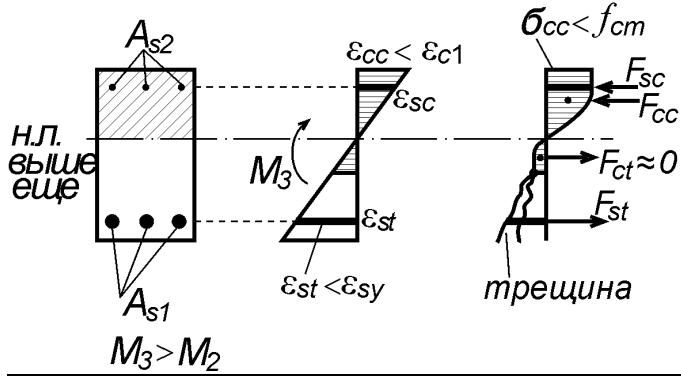


Рисунок 26. Распределение напряжений и относительных деформаций по высоте сечения в стадии 2 НДС

Стадию 2 характеризует присутствие нормальных трещин. Нейтральная ось в этом случае смещается по направлению к сжатой зоне, уменьшая высоту(сжатой зоны). Существенно возрастает роль арматуры, в результате перераспределения усилий на нее переходит большая часть растягивающих напряжений. Растягивающие усилия в арматуре уравновешены усилиями бетона и арматуры в сжатой зоне сечения (рис.26)

Первоначально в стадии 2 развитие нормальных трещин по высоте незначительно. По мере увеличения нагрузки образовавшиеся трещины развиваются вглубь сечения, еще больше сокращая высоту сжатой зоны. Стадия 2 характеризуется уже нелинейной зависимостью между напряжениями и относительными деформациями в бетоне сжатой зоны, уменьшается и значение модуля деформации, зависимость между прогибом и моментом становится нелинейной. Таким образом, характерные черты стадии 2 НДС:

- наличие нормальных трещин в растянутой зоне, ширина раскрытия которых зависит от величины нагрузки.
- относительные продольные деформации в бетоне и арматуре, а также напряжения по длине элемента распределены неравномерно.

Дальнейшее увеличение нагрузки приводит к переходу испытываемой балки в предельное состояние, т.е. в стадию разрушения 3. Возможны два случая разрушения.

3 стадия НДС (расчет по прочности)

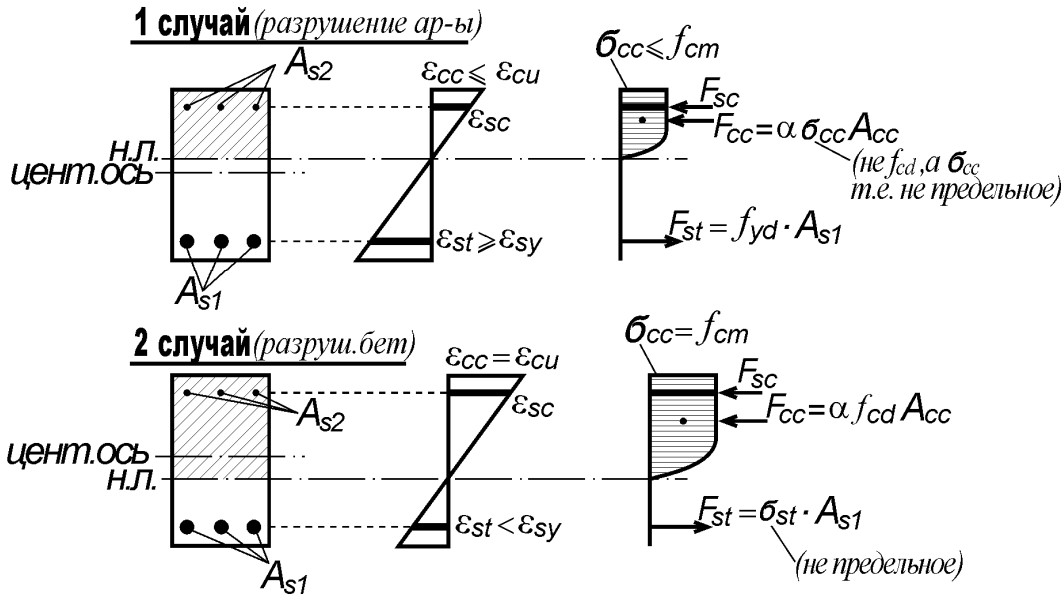


Рисунок 27. Распределение напряжений и относительных деформаций по высоте сечения в стадии 3 НДС

- I-ый случай разрушения – относительная деформация растянутой арматуры достигает предельных значений, соответствующих пределу текучести (условному или физическому), а относительная деформация наиболее сжатой грани бетона еще не достигает предела сжимаемости. Трещины развиваются в глубь по высоте сечения без прироста нагрузки, сокращая при этом высоту сжатой зоны бетона. Разрушение элемента начнется при превышении $\epsilon_{st} > \epsilon_{sy}$, и закончится при $\epsilon_c > \epsilon_{cu}$ (рис.27 случай 1).

Примечание [Д27]: Ведь может еще разрушиться и арматура!!! (а не только бетон)

- Во II-ом случае разрушения относительные деформации достигают предельных значений у сжатого бетона прежде чем у растянутой арматуры - разрушение происходит хрупко по сжатому бетону. Такой вид разрушений характерен для переармированных сечений и является опасным. Арматура растянутой зоны сечения в таких элементах полностью не используется (рис.27 случай 2). Необходимо проектировать конструкции так, чтобы ни в коем случае не наступило разрушение по сжатой зоне сечения. Т.о., 3 стадия НДС определяет предельное состояние железобетонных элементов по прочности, и при проектировании в расчет включают случай разрушения по арматуре или одновременно по бетону и арматуре (оптимальный случай разрушения).

По длине пролета рассматриваемой железобетонной балки одновременно, при одном уровне загрузки, могут иметь место все рассматриваемые стадии НДС ([4], стр124). При выполнении расчетов по методу предельного состояния стадия 1.б лежит в основе расчета образования трещин; стадия 2 НДС лежит в основе расчета трещиностойкости и деформаций (прогибов). Стадия 3 НДС (как правило I-ый случай), лежит в основе расчета прочности.

Примечание [Н28]: (расчет по 2-ому предельному состоянию)

Примечание [Н29]: (1-ое предельное состояние)

Стадии НДС нормального сечения, рассмотренные на примере изгибаемой балки, будут иметь место и в случае совместного действия момента и продольной силы (M, N_{sd}). При этом, в зависимости от соотношения момента и продольной силы, будет изменяться характер распределения деформаций по нормальному сечению, а, следовательно, может изменяться и тип разрушения в **стадии 3**. Для элементов, в которых преобладает момент (изгибаемые, внецентренно сжатые(растянутые) с большим эксцентриситетом) будет иметь место двузначная эпюра деформаций и напряжений, т.е. сечение будет разделено на сжатую и растянутую зону. Такие элементы при увеличении нагрузки последовательно проходят все рассмотренные выше стадии НДС и разрушение может произойти по сжатому или растянутому сечению (точно так же как и в изгибаемой балке).

Для элементов в которых преобладающей является продольная сила, растягивающие и сжимающие деформации характеризуются однозначной неравномерной эпюрой распределения, т.е. все сечение оказывается растянутым или сжатым. Во внецентренно сжатых элементах с малым эксцентриситетом сопротивление внешнему воздействию может продолжаться вплоть до наступления предельного состояния без образования трещин. Но во *внецентренно растянутых элементах с малым эксцентриситетом* (отсутствие сжатой зоны сечения) после завершения **стадии 1** сечение сопротивляется с трещинами. Для *внецентренно сжатых с малым эксцентриситетом* разрушение элемента произойдет по случаю **II стадии 3** (по сжатому бетону). Во *внецентренно растянутых элементах с большим эксцентриситетом* по случаю **I стадии 3** (по растянутой арматуре).

Примечание [Н30]: Тип стр125

В условиях центрального приложения продольной силы элемент будет сопротивляться в условиях равномерно распределенных по сечению продольных деформаций и напряжений. Тогда прочность центрально сжатых элементов будет рассчитываться по предельным усилиям, воспринимаемым сжатым бетоном. Разрушение произойдет по **сл. II стадии 3**. А центрально растянутые элементы по предельным усилиям в растянутой арматуре **сл. I стадии 3**. Т.о., в процессе нагружения железобетонных элементов при переходе от одного к другому качественно новому состоянию постоянно происходит перераспределение усилий, воспринимаемых бетоном и арматурой в нормальном сечении.

Особенность НДС преднапряженных элементов проявляется главным образом в **стадии 1**. При обжатии преднапряженных изгибаемых элементов под влиянием высоких напряжений развиваются неупругие деформации и эпюра сжимающих напряжений принимает криволинейный характер. В процессе последовательного загрузения внешней нагрузкой, предварительно сжимающие напряжения погашаются, а возникающие растягивающие напряжения приближаются к временному сопротивлению бетона растяжению.

Эпюры напряжений и деформаций преднапряженного изгибаемого элемента аналогичны **1-й стадии НДС** ненапрягаемого элемента. При значительном возрастании внешней нагрузки, вызывающей образование трещин, напряжения в сжатой зоне и высота сжатой зоны сечения

увеличиваются. Интервал между 1-ой и 3-ей стадиями НДС сокращается. Дальнейшая работа преднапряженного изгибаемого элемента аналогично ненапрягаемой изгибаемой конструкции в 2-ой и 3-ей стадиях НДС. Таким образом, в процессе нагружения преднапряженных железобетонных элементов при переходе от одной к другой стадии, постоянно происходит перераспределение усилий, воспринимаемых бетоном и арматурой нормального сечения.

Характер изменения НДС сечений обычных ЖБ элементов в процессе нагружения был известен в начале XX-го века. Однако теоретические основы, учитывающие его особенности, отсутствовала. Существовал лишь метод расчета по допускаемым напряжениям. Он и был принят первоначально для расчета ЖБК.

Метод расчета сечений по допускаемым напряжениям (использовался до 1938г.).

Исторически сформировался первым. В нем за основу взята: 2 стадия НДС и приняты следующие допущения:

- бетон растянутой зоны не работает, растягивающие усилия воспринимает только арматура;
- бетон сжатой зоны работает упруго, зависимость между ε и σ - линейная (согласно закону Гука).
- нормальные продольные оси, плоские до изгиба, остаются плоскими и после изгиба (гипотеза плоских сечений).

Согласно принятым предпосылок в бетоне сжатой зоны принимается треугольная эпюра напряжений и постоянное значение $\alpha = E_s/E_c$.

Напряжение в бетоне и арматуре при этом методе расчета ограничивались допускаемыми напряжениями, которые устанавливались как некоторые доли временного сопротивления бетона сжатию.

$$\sigma_c = 0,45f_{cm} \quad \sigma_s = 0,5f_{yk}$$

Недостатком этого метода является отношение к бетону как к упругому материалу. Это приводит к излишнему расходу материалов, не дает возможность проектировать конструкции с заранее заданным коэффициентом запаса прочности, не позволяет определить истинные напряжения в материалах.

Примечание [Д31]: РИСУН
ОК [не ставим]

Метод расчета сечений по разрушающим усилиям.

1938г. Метод основывается на 3-й стадии НДС: работа бетона растянутой зоны не учитывается, в расчетные формулы вводится предел прочности бетона при сжатии и предел текучести арматуры вместо допускаемых напряжений. Эпюра напряжений в сжатой зоне принята прямоугольной.

Усилия, допускаемые при эксплуатации конструкций, определялись делением разрушающего усилия на общий коэффициент запаса прочности.

$$N = N_p/k \quad M = M_p/k \text{ ([5] стр.84)}$$

Примечание [Д32]: РИСУН
ОК

При определении разрушающих усилий элементов вместо гипотезы плоских сечений принимается принцип пластического разрушения (принцип Лолейта): предельных усилий одновременно достигает и бетон и арматура (стадия.3 НДС случай 1).

Т.о., при расчете сечений методом разрушающих усилий в расчетных формулах вводится единый коэффициент запаса прочности k . Появляется возможность определить близко к действительности работу конструкции, но возможность отклонения фактических нагрузок и прочностных характеристик материалов от их расчетных значений конкретно не учитывается. Этот метод также сдерживал применение высокопрочных материалов. Поэтому, совершенствуя его с 1955г., вводится новый метод расчета сечений по предельным состояниям.

Метод расчета сечений по предельным состояниям (альтернативная модель – сейчас используется при расчетах).

Прочность сечений по новому методу стала определяться также по стадии 3 НДС. Но безопасность работы под нагрузкой оценивают уже не одним коэффициентом запаса, а системой расчетных коэффициентов.

При расчете по этому методу четко устанавливается предельное состояние конструкции. Предельным считается состояние, при котором конструкция перестает удовлетворять предъявляемым к ней требованиям в процессе эксплуатации, т.е. теряет способность сопротивляться внешним нагрузкам и воздействиям или получает недопустимые перемещения и местные повреждения.

Метод предельных состояний основывается на положениях, которые направлены на обеспечение безопасной работы конструкций с учетом изменчивости свойств материалов, нагрузок и воздействий, геометрических характеристик конструкций, условий их работы и степени ответственности проектируемых объектов.

При расчете по методу предельных состояний выделяют две группы предельных состояний:

Расчет по 1 группе (наступление стадии 3 НДС-разрушение) является наиболее важным и ответственным, т.к. предопределяет безопасность конструкции и включает:

- расчет по прочности;
- расчет по устойчивости формы и устойчивости положения (опрокидывание, скольжение);
- расчет на усталостную прочность(выносливость) при многократно повторяющемся действии нагрузки. $F_{sd} \leq R_{rd}$.

Расчет по предельным состояниям 1-й группы производят из условия, по которому усилия от расчетных воздействий не должны превышать предельных усилий, которые может воспринимать конструкция в расчетном сечении с трещинами.

Расчеты по предельным состояниям 2-й группы (конструкция находится

в стадии 1 или 2 НДС) *включают*:

- расчеты по образованию и раскрытию трещин – расчет по трещиностойкости;
- расчет по деформациям, включающий расчет прогибов и перемещений.

При расчете по предельным состояниям 2-й группы проверяют условия, согласно которым расчетная ширина раскрытия трещин и величина прогиба не должны превышать установленных допустимых значений, указанных в ТНПА (технических нормативных правовых актов). Эти значения обуславливают условия нормальной эксплуатации конструкции.

$$W_k \leq W_{lim} \quad a_k \leq a_{lim}$$

W_k – расчетная ширина раскрытия трещин, мм;

W_{lim} – предельно допустимая ширина раскрытия трещин, мм (табл. 5.1 [1]);

a_k – расчетный прогиб от действия внешней нагрузки, мм;

a_{lim} – предельно допустимый прогиб, мм (приним. по разделу 10, [3]).

Т.о. расчеты по предельным состояниям с назначенной надежностью должны удовлетворять требованиям по безопасности (1-е предельное состояние (прочность)) и пригодности к нормальной эксплуатации (2-е предельное состояние (прогибы и шир. раскрытия трещин)) при самых неблагоприятных сочетаниях.

При расчете по предельным состояниям учитывают факторы, влияющие на изменение нагрузки и механические свойства материалов, а также благоприятные и неблагоприятные условия изготовления, транспортирования, монтажа и эксплуатации конструкции.

Воздействия (нагрузки), механические характеристики материалов, коэффициенты по безопасности нагрузок и материалов устанавливаются в соответствии с требованиями [3] и [1].

В соответствии с требованиями [3] в расчетах используют постоянные и переменные (временные) нагрузки. Разделение этих нагрузок на постоянные и временные производят в зависимости от продолжительности их действия на конструкции.

Постоянные нагрузки:

- вес несущих и ограждающих конструкций зданий,
- вес и давление грунтов,
- воздействия предварительного напряжения.

Переменные (временные) нагрузки, в свою очередь, подразделяются на:

- *длительные* (А) – вес стационарного оборудования, снеговая нагрузка в зависимости от районов строительства составляющая;
- *кратковременные нагрузки* (Б) – вес людей, материалов, деталей при ремонте и обслуживании, нагрузки от подвесных и мостовых кранов, снеговые и ветровые нагрузки, температурные и климатические воздействия;

- *особые нагрузки* (В) – сейсмические, взрывные, от резкого нарушения технологического процесса.

Помимо этого нормативами устанавливаются по заранее заданной вероятности превышения средних значений или по номинальным значениям нормативные нагрузки.

Они могут быть постоянные и переменные (временные).

При расчете конструкции на прочность и устойчивость (первая группа предельных состояний) используют расчетные нагрузки, которые получают умножением нормативных нагрузок на коэффициент безопасности(запаса) по нагрузке γ_F , который находится в пределах от 1,1 до 1,5 (из [3] и [1] с учетом изменений).

Существуют также различные сочетания нагрузок, которые подразделяют на основные сочетания. Сюда входят постоянные, длительные и кратковременные нагрузки.

Основные сочетания этих нагрузок дополняют коэффициентами сочетаний:

$$\psi_{1...3} = 0,6...1 \quad (\text{см. [5] стр90 или [6] стр 54})$$

Помимо основных сочетаний существует особое *сочетание нагрузок*, которые включают постоянные нагрузки, длительные, возможные кратковременные и одну из особых нагрузок:

$$\psi_{1...2} = 0,8 \div 0,95$$

Для того, чтобы обеспечить требуемую надежность конструкции необходимо для бетона и арматуры назначить такие величины расчетных сопротивлений, которые были бы не ниже фактических в конструкции.

Изменение прочности материалов имеет случайный характер и подчиняется вероятностно-статистическим законам.

Поэтому для оценки прочностных характеристик бетона и арматуры в методах расчета ЖБК используют вероятностный подход (закон нормального распределения Гаусса). Исходя из этого закона устанавливают нормативные значения прочности материалов, для которых принимают значение обеспеченности 95%.

Кроме того, в силу неоднородности бетона и стали, учесть отклонение статистическим путем по сечениям и длине конструкции не представляется возможным. Поэтому отклонения прочности, которые могут возникнуть в материалах конструкции, учитывают путем введения специальных частных коэффициентов безопасности(надежности) по материалу, значения которых также будут больше 1.

$\gamma_c = 1,8$ – для бетона в неармированных конструкциях;

$\gamma_c = 1,5$ – для бетона в ж/бетонных (в т.ч. преднапряженных) конструкциях;

$\gamma_s = 1,1-1,25$ – для арматуры (см стр.24);

Примечание [Н33]: см Попов стр54 и Байков стр90

Примечание [Н34]: ссылка №1

(!!!) При расчете по второй группе предельных состояний коэффициенты безопасности(надежности) по нагрузке (γ_F) и материалам (γ_c)

и γ_s) принимают равными 1, т.е. в расчетах используют нормативные значения сопротивления бетона и арматуры и нормативные значения усилий от внешних воздействий.

Определение предельных усилий в ЖБК следует производить на основе расчетных схем (моделей), в наибольшей степени отвечающих действительному характеру работы конструкции в рассматриваемом предельном состоянии.

При расчете конструкций по первой группе предельных состояний используют линейно-упругий, нелинейный и пластический методы расчета.

При расчете по второй группе предельных состояний при определении усилий применяют, как правило, линейно-упругие или нелинейные методы:

- **линейно-упругий** (выполнение закона Гука).

- **нелинейный метод** расчета учитывает упругопластический характер деформаций конструкции и позволяет более реально определить распределение усилий в сечении.

- **пластический метод** расчета допускает, что конструкция не подвергается никаким деформациям и ведет себя под нагрузкой, как идеально жесткое тело. Упругими деформациями бетона и арматуры пренебрегают.

Расчеты ЖБК предусматривают при использовании выше перечисленных методов применять следующие расчетные модели:

- модель сечений, **нормальных к продольной оси (деформационная и допустима альтернативная)**,
- модель сечений **наклонных к продольной оси**
- модель **пространственную или блочную**
- **стержневую модель (осевую, плоскую, пространственную).**

В общем случае расчеты ЖБК на действие M и N любой формы поперечного сечения с любым расположением арматуры по сечению, с любым приложением внешних воздействий по первой и второй группам предельных состояний производят на основе общей деформационной расчетной модели сечений.

Эта модель предусматривает совместное использование:

- уравнение равновесия моментов и продольных сил в сечении, нормальном к продольной оси;
- уравнение, определяющее зависимость между напряжениями и относительными деформациями бетона и арматуры (диаграммы деформирования);
- уравнение, определяющее распределение относительных деформаций в бетоне и арматуре по сечению перпендикулярному к продольной оси, исходя из гипотезы плоских сечений. Относительные деформации арматуры при сцеплении её с бетоном принимают такие же как относительные деформации окружающего бетона.
- **учитывают в расчетах деформирование бетона и арматуры на участках между нормальными трещинами.**

При использовании деформационной расчетной модели критерием исчерпания прочности ЖБК по нормальному сечению принято условие

Примечание [Н35]: σ и ϵ

достижения сжатым бетоном и растянутой арматурой предельных относительных деформаций, которые устанавливаются СНБ и не должны превышать для сжатого бетона:

- центрально сжатого сечения 2‰,
- изгибаемые и внецентренно сжатые сечения 3,5‰. (см стр.14)

Относительная деформация арматуры должна удовлетворять условию:

$$\varepsilon_{st,u} \leq 10 \text{ ‰}$$

При бетонах классов С50/60 и менее расчет прочности нормальных сечений простой симметричной формы (прямоугольные, тавровые, двутавровые) с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней и при усилиях (M_{sd} и N_{sd}), действующих в плоскости симметрии сечений, допускается производить по альтернативной модели (по предельным усилиям), которая использует:

- уравнение равновесия всех продольных сил, действующих в рассматриваемом сечении
- уравнение равновесия усилий относительно выбранных осей при расчетных сопротивлениях материалов.

Эпюра распределения напряжений в бетоне сжатой зоны сечения в альтернативной модели принимается прямоугольной в отличие от деформационной модели, где эпюра распределения напряжений имеет параболически-линейную форму (наиболее близка к реальной)

Примечание [Н36]: ссылка №2

Примечание [Н37]: тур стр142

Примечание [Н38]: только лишь

ТЕМА №5 РАСЧЕТ ЖБ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ 1-Й ГРУППЫ

Изгибаемые элементы

Основные виды изгибаемых элементов

Изгибаемые железобетонные элементы применяют в виде плит и балок, которые могут быть самостоятельными конструкциями или входить в состав сложных конструкций и сооружений (ребристые перекрытия, элементы каркасов сооружений и т. п.).

- *Плитой* называют конструкцию, имеющую малую толщину h по сравнению с пролетом l и шириной b .

Толщину плит назначают возможно меньшей, так как расход бетона на эти конструкции составляет значительную долю его общего расхода на сооружение. Наименьшая толщина плиты должна удовлетворять требованиям прочности и жесткости. Толщину монолитных плит принимают кратной 10 мм, но не менее: для покрытий —

40 мм, для междуэтажных перекрытий гражданских и промышленных зданий — соответственно 60 и 70 мм. Минимальная толщина сборных плит — 25...35 мм. Армируют плиты сварными сетками (см. стр 78-79 [6]).

- *Балкой* называют конструкцию, у которой размеры поперечного сечения h и b значительно меньше ее пролета l .

Поперечные сечения железобетонных балок без предварительного натяжения арматуры обычно бывают прямоугольные, тавровые (с полкой внизу или вверху), трапециевидные и др. Высота балок изменяется в широких пределах и в зависимости от нагрузок и назначения конструкции составляет $1/8...1/15$ пролета. В предварительно напряженных балках она может быть уменьшена до $1/25$ пролета. В целях типизации элементов высоту сечения h назначают кратной 50 мм, если она не более 600 мм, и кратной 100 мм при большей высоте. Ширину балок назначают $(0,3...0,5)h$. (см. стр 80-81 [6]).

Для предварительно напряженных изгибаемых элементов характерны сечения с развитыми растянутой и сжатой зонами (двутапировые, тавровые). Сжатая полка развивается из условия прочности элементов под нагрузкой, обеспечения устойчивости верхнего пояса и опирания настила, растянутая — из условий размещения арматуры и обеспечения прочности сечения при обжатии. (см. стр 81-83 [6]).

Расчет прочности изгибаемых элементов по нормальным сечениям (альтернативная модель СНБ 5.03.01-02)

Общие требования.

Расчет железобетонных конструкций по прочности сечений, нормальных к продольной оси, имеющих простую симметричную форму (прямоугольную, тавровую, двутавровую), с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения элемента, выполненного из бетона класса не более $C^{50}/60$, допускается производить по предельным усилиям с использованием уравнения равновесия всех продольных сил, действующих в рассматриваемом сечении конструкции, и уравнений равновесия моментов относительно выбранных осей при расчетных сопротивлениях материалов.

Предельное усилие в бетоне сжатой зоны определяется при напряжениях, равных расчетному сопротивлению бетона сжатию f_{cd} , умноженному на коэффициент α , учитывающий длительное действие нагрузки, неблагоприятный способ ее приложения и т. д., и принимаемый согласно указаний СНБ5.01.03 пункт 6.1.5.4 **Изменение №3**). При этом, сжимающие напряжения считают равномерно распределенными по высоте условной сжатой зоны (прямоугольная эпюра напряжений в сжатой зоне бетона).

Предельное усилие в арматуре растянутой зоны определяется при напряжениях, равных расчетным сопротивлениям арматуры растяжению при высоте условной сжатой зоны сечения меньше граничной ($x_{eff} \leq x_{eff,lim}$). Предельное усилие в арматуре сжатой зоны определяется напряжением, равным расчетному сопротивлению арматуры сжатию, которое принимают равным расчетному сопротивлению арматуры растяжению.

Прочность конструкции определяется предельными усилиями в сжатом бетоне, сжатой и растянутой арматуре при высоте условной сжатой зоны сечения меньше граничной и предельными усилиями в сжатом бетоне и сжатой арматуре при высоте условной сжатой зоны больше граничной.

Значения граничной относительной высоты сжатой зоны ξ_{lim} , при которой предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению f_{yd} , допускается определять по формуле

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{sc,u}} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} \quad (36)$$

где: ω – характеристика сжатой зоны бетона, определяемая:

$$\omega = k_c - 0,008 f_{cd}, \quad (37)$$

здесь k_c – коэффициент, принимаемый равным для бетона:

тяжелого — 0,85;
 мелкозернистого — 0,80;

Примечание [НЗ9]: Расчет изгибаемых элементов по нормальному сечению с одиночным армированием по первому предельному состоянию (по несущей способности).

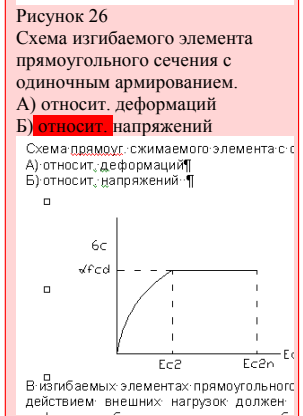
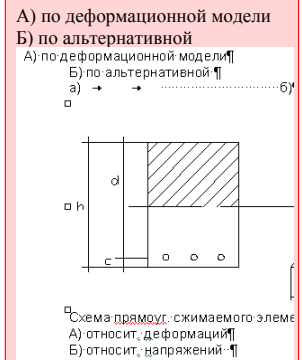


Рисунок 27
 В изгибаемых элементах прямоугольного сечения расчетный момент M_{sd} , вызванный действием внешних нагрузок, должен быть меньше либо равен M_{rd} ; $M_{sd} < M_{rd}$, деформации бетона и арматуры должны быть в пределах допустимых значений, в этом случае прочность нормальных сечений изгибаемых элементов будет обеспечена.
 При расчете прочности изгибаемого элемента с одиночным армированием по деформационной модели необходимо прежде всего определить величину равнодействующей в бетоне сжатой зоны сечения и ее точку приложения в пределах сжатой зоны.
 При расчете таких сечений изгибаемых элементов, определенные расчетом усилия в бетоне сжатой зоны должны быть уравновешены усилиями в растянутой арматуре.
 Для расчета прочности используется расчетная линейно-параболическая диаграмма, связывающая напряжения и относительные деформации в сжатой зон

$\sigma_{s,lim}$ – напряжения в арматуре, Н/мм², принимаемые для арматуры классов S240, S400, S500 равными f_{yd} ;

$\sigma_{sc,u}$ – предельное напряжение в арматуре сжатой зоны сечения, принимаемое равным 500 Н/мм²

Расчет изгибаемых бетонных элементов

Расчет изгибаемых бетонных элементов следует производить из условия

$$M_{Sd} \leq f_{ctd} \cdot W_{pl},$$

где f_{ctd} — расчетное сопротивление бетона растяжению, определяемое при коэффициенте безопасности $\gamma_c = 1,8$;

W_{pl} — момент сопротивления сечения *бетонного элемента* для крайнего растянутого волокна с учетом неупругих деформаций растянутого бетона; для элементов прямоугольного сечения W_{pl} принимается равным

$$W_{pl} = \frac{b \cdot h^2}{3,5}. \quad (38)$$

Расчет железобетонных элементов произвольного сечения

Расчет изгибаемых железобетонных элементов, имеющих как минимум одну плоскость симметрии и изгибаемых в этой плоскости (**рисунок 28**), следует производить из условия

$$M_{Sd} \leq M_{Rd},$$

$$\text{где } M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot S_c + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1). \quad (39)$$

При этом высота условной сжатой зоны x_{eff} определяется из условия

$$f_{yd} \cdot A_{s1} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_{cc} + f_{yd} \cdot A_{s2}, \quad (40)$$

где S_c – статический момент сечения

α – коэффициент условий работы бетона, $\alpha = 1$

f_{cd} – расчетная прочность бетона сжатию

$d = h - c$ – рабочая высота сечения

h – высота сечения

$c = \text{защ. слой} + \varnothing/2$ – расстояние от нижней грани сечения до центра

тяжести арматуры A_{s1}

c_1 – расстояние от верхней грани сечения до центра тяжести арматуры A_{s2}

f_{yd} – расчетное сопротивление арматуры

M_{Rd} – расчетный момент внутренних усилий

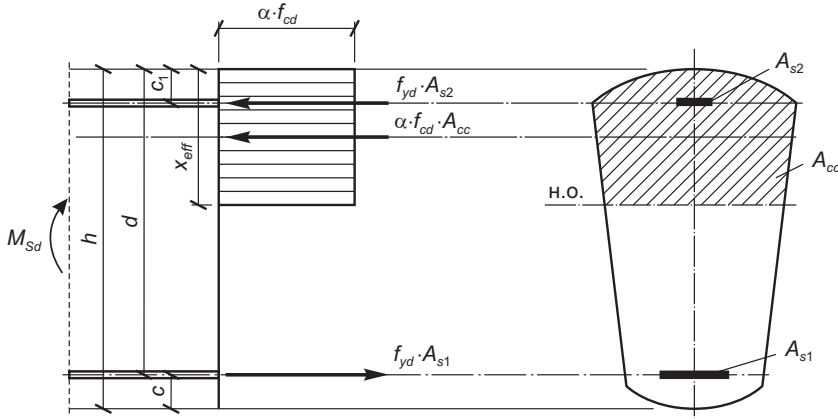


Рисунок 28. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси изгибаемого железобетонного элемента, при расчете по прочности

При расчете изгибаемых элементов по прочности сечений, нормальных к продольной оси, следует соблюдать условие $x_{eff} \leq \xi_{lim} \cdot d$. В случае, когда площадь растянутой арматуры по конструктивным соображениям или из расчета по предельным состояниям второй группы принята большей, чем это требуется для соблюдения условия $x_{eff} \leq \xi_{lim} \cdot d$, расчет следует производить по деформационной расчетной модели согласно (п.5.5.3.2, 5.5.3.3 [1]).

Для элементов, выполненных из бетона классов по прочности $C^{25}/_{30}$ и ниже с арматурой классов S240, S400, S500, при $x_{eff} > \xi_{lim} \cdot d$ допускается производить расчет, принимая значения $x_{eff} = \xi_{lim} \cdot d$.

Расчет изгибаемых железобетонных элементов **прямоугольного сечения** следует производить из условия:

$$M_{Sd} \leq M_{Rd} ,$$

$$\text{где } M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot x_{eff} \cdot (d - 0,5x_{eff}) + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) . \quad (41)$$

При этом высоту условной сжатой зоны x_{eff} следует определять из формулы

$$\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot x_{eff} = f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2} \quad (42)$$

откуда:

$$x_{eff} = (f_{yd} A_{s1} - f_{yd} A_{s2}) / \alpha f_{cd} b_w \quad (43)$$

Если полученное по значению $x_{eff} > \xi_{lim} \cdot d$, то допускается для элементов, выполненных из бетона классов по прочности $C^{25}/_{30}$ и ниже с арматурой классов S240, S400, S500, производить расчёт принимая $x_{eff} = \xi_{lim} \cdot d$.

Расчет железобетонных изгибаемых элементов таврового сечения

Расчет Ж/Б изгибаемых элементов таврового и двутаврового сечения производится также из условия:

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

При расчете элементов, имеющих полку в сжатой зоне сечения, следует ограничивать значение ее расчетной ширины b_{eff} из условия, что размер свеса полки в каждую сторону от ребра должен быть не более 1/6 пролета элемента и не более:

- при наличии поперечных ребер или при $h'_f \geq 0,1h$ — половины расстояния в свету между продольными ребрами;
- при отсутствии поперечных ребер или при расстоянии между ними большем, чем расстояние между продольными ребрами, и при $h'_f < 0,1h$ принимается размер свеса полки bh'_f ;
- при консольных свесах полки и условию, что:
 - $h'_f \geq 0,1h$ принимается bh'_f ;
 - $0,05h \leq h'_f \leq 0,1$ принимается $3h'_f$;
 - $h'_f < 0,05h$ — свесы не учитываются.

Расчет изгибаемых железобетонных элементов таврового и двутаврового сечений, имеющих полку в сжатой зоне сечения, следует производить следующим образом:

- если граница сжатой зоны проходит в пределах высоты полки (рис.29.а), т. е. соблюдается условие

$$M_{sd} \leq M_{Rd}(f),$$

где $M_{Rd}(f)$ – наибольший момент, который может воспринять полка

$$f_{yd} \cdot A_{s1} \leq \alpha \cdot f_{cd} \cdot b'_f \cdot h'_f + f_{yd} \cdot A_{s2}, \quad (44)$$

расчет производится как для прямоугольного сечения шириной, равной ширине полки b'_f ;

- если граница сжатой зоны проходит в ребре (рис.29.б), т. е. условие $M_{sd} \leq M_{Rd}(f)$ не соблюдается, то расчет производится из условия:

$$M_{sd} \leq M_{Rd,red}$$

где $M_{Rd,red}$ – суммарный момент от полки и от ребра

$$M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot x_{eff} \cdot (d - 0,5x_{eff}) + \alpha \cdot f_{cd} \cdot h'_f \cdot (b'_f - b_w) \cdot (d - 0,5h'_f) + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) \quad (45)$$

При этом высоту условной сжатой зоны x_{eff} следует определять из формулы

$$f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot x_{eff} + \alpha \cdot f_{cd} \cdot (b'_f - b_w) \cdot h'_f \quad (46)$$

откуда:

$$x_{eff} = (f_{yd} A_{s1} - f_{yd} A_{s2} - \alpha f_{cd} (b'_f - b_w) h'_f f_{yd} A_{s2}) / \alpha f_{cd} b_w \quad (47)$$

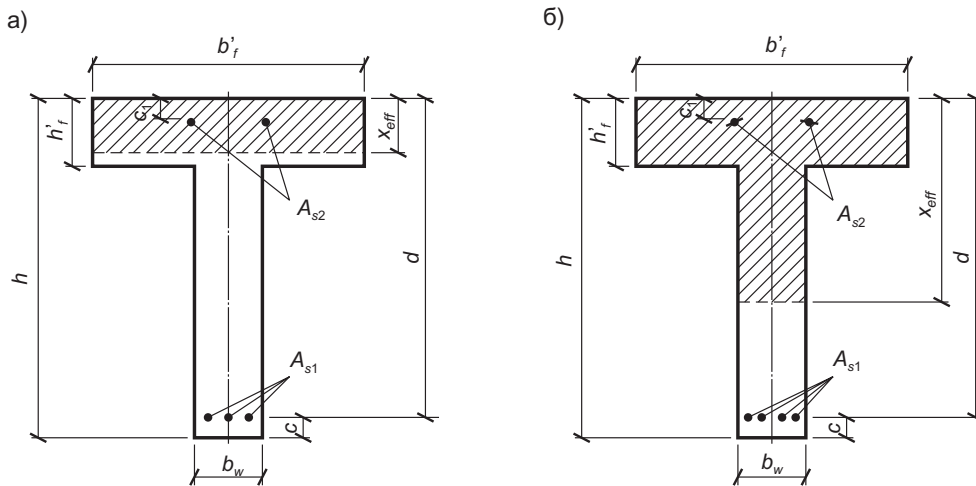


Рисунок 29. Положение границы условной сжатой зоны в изгибаемом железобетонном элементе таврового сечения:

- а — в полке;
- б — в ребре

Если полученное по (формуле 47) значение $x_{eff} > \xi_{lim} \cdot d$, то допускается для элементов, выполненных из бетона классов по прочности $C^{25}/_{30}$ и ниже с арматурой классов S240, S400, S500, производить расчёт принимая $x_{eff} = \xi_{lim} \cdot d$.

P.S.: Алгоритмы расчета прочности сечений и подбора арматуры см. методические указания к практическим занятиям

Расчет изгибаемых элементов по прочности на действие поперечных сил (расчет по наклонным сечениям)

При совместном действии изгибающих моментов и поперечных сил в железобетонном элементе возникает система наклонных (диагональных) трещин. Разрушение изгибаемого элемента по наклонному сечению может произойти в результате выдергивания продольной арматуры, достижением ею предела текучести от действия момента или в результате раздробления бетона от среза и сжатия.

Для обеспечения прочности наклонных сечений изгибающих элементов расчет должен производиться:

- для элементов без поперечной арматуры (из условия, ограничивающего развитие наклонных трещин);
- на сжатие по наклонной полосе бетона между диагональными

Примечание [H40]: В противном случае следует производить расчет по общей деформационной расчётной модели согласно 5.5.3.2, 5.5.3.3

Примечание [H41]: Расчет прочности нормальных сечений простой геометрической формы (прямоугольные, тавровые, двутавровые, в которых силы действуют в плоскости симметрии, а арматура расположена у наиболее сжатых и наиболее растянутых граней сечения). Используют, только уравнения равновесия всех предельных сил и уравнения равновесия усилий относительно выбранной оси. При этом сжимающие напряжения считают равномерно распределенными по высоте сжатой зоны сечения (прямоугольная эпюра напряжений).

Прочность конструкции по этому методу расчета определяется предельными усилиями в сжатом бетоне, в сжатой арматуре и растянутой арматуре. При этом считают что разрушение конструкции должно происходить пластически (принцип Лойейта). Характер разрушения сечений предопределен поведением растянутой арматуры деформации, а следовательно и напряжения в которой зависят от высоты сжатой зоны сечения. Экспериментом установлено что в предельном состоянии связь между приращениями относительной деформацией арматуры и относительной высотой сжатой зоны сечения x_{eff}/d в общем случае имеет вид гиперболы.

... [2]

Примечание [H42]: Виды расчетных моделей, используемые при расчете прочности наклонных сечений. При расчете наклонных сечений по прочности при совместном действии изгибающих моментов продольных и поперечных сил, нормы допускают применение упрощенных идеализированных моделей:
-1) Общая деформационная модель для наклонных сечений (общий метод) с диагональными трещинами, которые включают уравнения равновесия и условия совместности деформаций для ЖБ элемента в условиях плоского напряженно деформируемого состояния. Модель предусматривает рассмотрение диаграмм деформирования бетона в элементе с диагональным

... [3]

трещинами;

- по наклонной трещине на действие поперечной силы;
- по наклонной трещине на действие изгибающего момента.

При расчете элементов по прочности наклонных сечений при совместном действии изгибающих моментов и поперечных сил нормы допускают применять следующие упрощенные модели:

- 1) модели наклонных сечений, включающие уравнения равновесия внешних и внутренних сил в расчетном наклонном сечении;
- 2) стержневые модели, включающие сжатые и растянутые пояса, соединенные между собой сжатыми и растянутыми подкосами (модель «ферменной аналогии»), использующие уравнения равновесия внешних и внутренних сил в растянутом наклонном сечении.

Расчет прочности наклонных сечений железобетонных элементов без поперечного армирования

Расчет начинают из условия

$$V_{sd} \leq V_{Rd,ct},$$

где $V_{Rd,ct}$ – поперечная сила, воспринимаемая элементом без поперечной арматуры;

V_{Sd} – расчетная поперечная сила от действия внешних нагрузок.

При выполнении этого условия поперечная арматура устанавливается с учетом конструктивных требований, а при невыполнении необходим расчет поперечной арматуры.

$$V_{Rd,ct} = \left[0,12k(100\rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,15\sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, \quad (48)$$

но не менее

$$V_{Rd,ct,min} = \left[0,4 \cdot f_{ctd} - 0,15\sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d, \quad (49)$$

где

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,$$

d – рабочая высота сечения, мм;

σ_{cp} – напряжение в бетоне, вызванное продольной силой или усилием обжатия, МПа;

f_{ctd} – расчетная прочность бетона на растяжение;

ρ_1 – коэффициент армирования:

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{b_w \cdot d} \leq 0,02,$$

где A_{s1} – площадь сечения продольной растянутой арматуры;

b_w – минимальная ширина поперечного сечения элемента в растянутой зоне.

Расчет по наклонным сечениям на основании расчетной модели наклонных сечений

При расчете железобетонных элементов с поперечной арматурой должна быть обеспечена прочность по наклонной полосе между наклонными трещинами из условия

$$V_{sd} \leq V_{Rd,max},$$

где

$$V_{Rd,max} = 0,3 \cdot \eta_{w1} \cdot \eta_{c1} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d, \quad (50)$$

где η_{w1} – коэффициент, учитывающий влияние поперечной арматуры (хомутов), нормальных к продольной оси элемента:

$$\eta_{w1} = 1 + 5 \cdot \alpha_E \cdot \rho_{sw} \leq 1,3,$$

где

$$\alpha_E = \frac{E_s}{E_c};$$

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s},$$

где ρ_{sw} – коэффициент армирования поперечной арматуры;

s – шаг поперечной арматуры (хомутов), мм;

η_{c1} – коэффициент, определяемый по формуле:

$$\eta_{c1} = 1 - \beta_u \cdot f_{cd},$$

где β_u – коэффициент (для тяжелого бетона $\beta_u = 0,01$).

Если $V_{sd} > V_{Rd}$, то необходимо увеличить размеры сечения или повысить класс бетона.

Расчет железобетонных элементов с поперечной арматурой по наклонной трещине должен производиться по наиболее опасному наклонному сечению исходя из условия

$$V_{sd} \leq V_{Rd}.$$

Расчетная схема усилий приведена на рисунке 30.

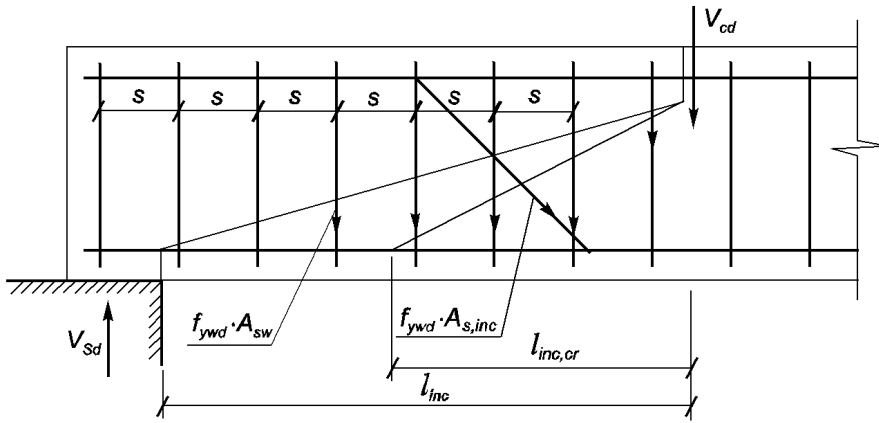


Рисунок 30 – Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси железобетонного элемента, при расчете его по прочности на действие поперечной силы

Поперечное усилие V_{Rd} , воспринимаемое наклонным сечением, определяем по формуле

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{sw} + V_{s,inc} , \quad (51)$$

где V_{cd} – поперечное усилие, воспринимаемое бетоном над вершиной наклонной трещины;

V_{sw} – сумма проекций на нормаль к продольной оси элемента предельных усилий в поперечных стержнях (хомутах), пересекающих опасную наклонную трещину;

$V_{s,inc}$ – то же, в отгибах.

Согласно упрощенному расчету, поперечную силу, воспринимаемую бетоном и поперечной арматурой, можно определить по формуле

$$V_{Rd} = 2 \cdot \sqrt{\eta_{c2} (1 + \eta_f + \eta_N) \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d^2 \cdot v_{sw}} , \quad (52)$$

где η_{c2} – коэффициент (для тяжелого бетона $\eta_{c2}=2,0$);

η_f – коэффициент, учитывающий влияние сжатых полок в тавровых и двутавровых элементах:

$$\eta_f = 0,75 \cdot \frac{(b'_f - b_w) \cdot h'_f}{b_w \cdot d} \leq 0,5 ;$$

η_N – коэффициент, учитывающий влияние продольных сил:

$$\eta_N = 0,1 \cdot \frac{N_{Ed}}{f_{ctd} \cdot b_w \cdot d},$$

где N_{Ed} – продольная сжимающая сила (или усилие предварительного обжатия N_{pd}) в предварительно напряженных элементах;

$v_{sw} = V_{sw} / l_{inc,cr}$ – усилие в поперечных стержнях (хомутах) на единицу длины элемента:

$$v_{sw} = \frac{f_{ywd} A_{sw}}{s},$$

где f_{ywd} – расчетное сопротивление поперечной арматуры, МПа;

A_{sw} – площадь поперечной арматуры, пересекаемой наклонной трещиной.

$l_{inc,cr}$ – горизонтальная проекция наклонной трещины (см. стр57, [1])

Значение $(1 + \eta_f + \eta_N)$ во всех случаях принимается не более 1,5.

При использовании в расчетах формулы (52) предварительно назначают диаметр и шаг поперечной арматуры или (хомутов) с учетом свариваемости и конструктивных требований.

Если $V_{Sd} > V_{Rd}$, то необходимо увеличить диаметр, шаг поперечной арматуры (хомутов) или изменить класс поперечной арматуры.

Расчет железобетонных элементов на действие *изгибающего момента* по наклонной трещине можно не производить, если обеспечена достаточная анкеровка продольной арматуры на свободных опорах элемента.

Расчет железобетонных элементов по прочности наклонных сечений на основе стержневой модели(ферменная аналогия)(см.стр59-60 [1])

Расчет по прочности изгибаемых элементов при действии поперечных сил следует производить из условия

$$V_{sd} \leq V_{Rd,sy},$$

где V_{sd} – расчетная поперечная сила, вызванная действием нагрузки;

$V_{Rd,sy}$ – расчетная поперечная сила, воспринимаемая сечением.

Идеализированная модель описывает поведение железобетонного элемента в зоне действия изгибающего момента и поперечной силы. В методе ферменной аналогии расчетная схема представляет собой статически

определимую ферму, состоящую из верхнего пояса, воспринимающего равнодействующую сжимающих напряжений F_{cc} (в сжатой зоне) и нижнего растянутого пояса, воспринимающего равнодействующую растягивающих напряжений в растянутой продольной арматуре F_{st} . Пояса соединены сжатыми бетонными подкосами и растянутыми подкосами, моделирующими поперечное армирование (рисунок 31). Угол наклонного сжатого подкоса θ может изменяться в пределах:

$$1,0 \leq \cot \theta \leq 2,5$$

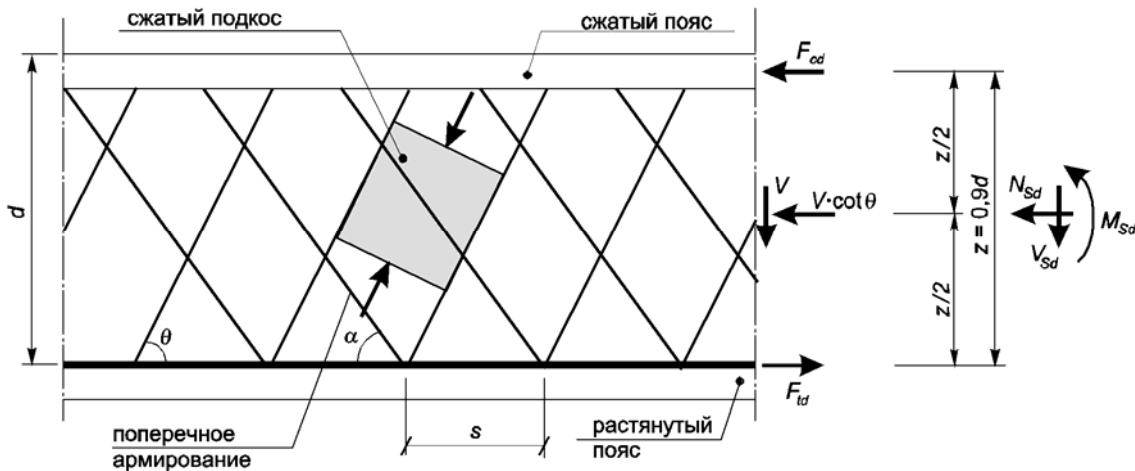


Рисунок 31. К расчету прочности железобетонных элементов при действии поперечной силы на основе стержневой модели

Достижение предельных напряжений в поперечной арматуре изгибаемых элементов без предварительного напряжения происходит при $\theta \cong 38 \dots 40^\circ$.

Из представленной ферменной модели можно определить усилия, действующие в:

– *растянутом подкосе*

$$F_{sw} = \frac{A_{sw} \cdot \sigma_{sw}}{S} \cdot Z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha), \quad (53)$$

где F_{sw} – равнодействующая растягивающих напряжений (растянутый подкос) в поперечной арматуре;

A_{sw} – площадь поперечной арматуры;

σ_{sw} – напряжение в поперечной арматуре;

S – шаг поперечной арматуры;

Z – расстояние между равнодействующими усилий в сжатой зоне F_{cc}

и растянутой арматурой F_{st} ;

α – угол наклона растянутого подкоса;

θ – угол наклона сжатого подкоса;

– сжатом подкосе

$$F_{cw} = \sigma_{cw} \cdot b_w \cdot Z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha), \quad (54)$$

где F_{cw} – равнодействующая сжимающих напряжений в бетонных подкосах;

σ_{cw} – сжимающее напряжение в бетоне;

b_w – ширина сечения сжатого бетонного подкоса.

Из условия равновесия:

$$V = F_{sw} \cdot \sin \alpha; \quad (55)$$

$$V = F_{cw} \cdot \sin \theta. \quad (56)$$

Уравнения (55) и (56) приравниваются, следовательно, можно определить составляющую поперечной силы, воспринимаемой поперечной арматурой, учитывая, что в предельном состоянии $\sigma_{sw} = f_{ywd}$ (см. стр255, [4]):

$$V_{Rd,sw} = \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{S} \cdot Z \cdot (\cot \theta + \cot \alpha) \cdot \sin \alpha. \quad (57)$$

В практических расчетах поперечную силу, воспринимаемую элементом с поперечным армированием, при отсутствии продольных сил в сечении определяют по формуле

$$V_{Rd,sy} = \frac{A_{sw}}{S} \cdot Z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta. \quad (58)$$

При этом предельная поперечная сила, воспринимаемая сечением $V_{Rd,sy}$, не должна превышать максимальной поперечной силы $V_{Rd,max}$, определяющей прочность сжатого бетонного подкоса:

$$V_{Rd,sy} \leq V_{Rd,max} = \frac{b_w \cdot Z \cdot v \cdot f_{cd}}{\cot \theta + \tan \theta}, \quad (59)$$

где v – коэффициент для тяжелого бетона, учитывающий снижение прочности бетона при сжатии в условиях растяжения:

$$v = 0,6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right).$$

Количество поперечной арматуры A_{sw} , принятое в расчетной формуле (58), должно быть оптимальным для рассматриваемого сечения, т. е. должно выполняться условие

$$\frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{b_w \cdot S} \leq 0,5v \cdot f_{cd}. \quad (60)$$

При невыполнении условия (59) необходимо изменить класс бетона или размеры сечения, а при невыполнение условия (60) – изменить диаметр или шаг принятой арматуры.

Сжатые элементы

Виды элементов, подверженных сжатию

Внецентренно сжатые элементы испытывают воздействие продольной сжимающей силы N , приложенной с эксцентриситетом относительно центра тяжести сечения, или воздействие силы N и изгибающего момента M . Одновременное действие силы N и момента M эквивалентно действию только одной силы N , приложенной с эксцентриситетом $e_0=M/N$ относительно центра тяжести сечения.

Существует класс конструкций, в которых в соответствии со статическим расчетом продольная сила действует по оси, проходящей через центр тяжести сечения. Однако фактически и в этих конструкциях имеет место эксцентриситет, вызванный случайными причинами (неоднородность свойств материалов по сечению, начальная кривизна оси элемента, неучитываемые горизонтальные силы и т. п.). Поэтому при расчете по прочности таких элементов должен учитываться случайный эксцентриситет e_a , принимаемый равным большему из значений: $e_a = l/600$, $e_a = h/30$, где l — длина элемента; h — размер поперечного сечения. Кроме того, для конструкций, образуемых из сборных элементов, следует учитывать их возможное взаимное смещение, зависящее от вида конструкций, способа монтажа и т. п. При отсутствии для таких конструкций экспериментально обоснованных значений случайного эксцентриситета его следует принимать не менее 10 мм - монолитные конструкции и 20мм-сборные.

При расчете конструкций случайный эксцентриситет e_a суммируется с эксцентриситетом $e_c = M_{sd}/N_{sd}$, определенным расчетом.

К внецентренно сжатым элементам со случайным эксцентриситетом относятся верхние пояса ферм при узловой передаче нагрузки, сжатые элементы решетки ферм и т. п. В крайних колоннах одноэтажных промышленных зданий, рамах, арках эксцентриситет определяется расчетом.

Внецентренно растянутые элементы одновременно находятся под действием продольной силы N и изгибающего момента M , что равносильно

внецентренному растяжению с эксцентриситетом $e_0 = M/N$. В условиях внецентренного растяжения работают стенки прямоугольных в плане бункеров, затяжек арок с вне-узловой нагрузкой.

В ряде конструкций (нижние пояса ферм, стенки круглых в плане резервуаров и напорных трубопроводов) эксцентриситет может быть принят равным нулю, и расчет их производится на центральное растяжение.

Поперечное сечение сжатых элементов, как правило, принимают: при малых эксцентриситетах — квадратное, круглое, кольцевое, при больших — прямоугольное, двутавровое. Элементы квадратного и прямоугольного сечений просты в изготовлении, но более материалоемки. Размеры поперечного сечения определяют расчетом и в целях унификации принимают кратными 50 мм, если размер сечения не превышает 500 мм, и кратным 100 мм — при больших размерах. Чтобы обеспечить качественное бетонирование, сборные и монолитные колонны сечением менее 250х250 мм применять не рекомендуется [см. стр 107-109 Попов].

Определение расчетного эксцентриситета (см. 7.1.2.11[1])

При расчете элементов по прочности сечений, нормальных к продольной оси, на совместное действие изгибающих моментов и продольных усилий расчетный эксцентриситет следует определять по формуле

$$e_0 = e_c + e_a, \quad (61)$$

где $e_c = \frac{M_{Sd}}{N_{Sd}}$ — эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения, определяемый из статического расчета;

M_{Sd} — полный расчетный момент в сечении с учетом продольного изгиба;

N_{Sd} — продольная сила от внешних воздействий;

e_a — случайный эксцентриситет, принимаемый бóльшим из следующих 3-х значений:

- 1. $e_a = \frac{l_{col}}{600}$ — в плосконапряженных (балках-стенках) и каркасных системах с несмещаемыми узлами; l_{col} — расстояние между точками закрепления элемента. Для консольных элементов $l_{col} = l_0$;

- 1. $e_a = \frac{l_{col}}{600} \cdot \left(1 + \frac{1}{n}\right)$ — в каркасных системах со смещаемыми узлами для элементов n -го этажа, считая от верхнего;

- 2. $e_a = 10$ мм — для монолитных конструкций, стен, оболочек;

- 2. $e_a = 20$ мм — для сборных элементов, за исключением стен и оболочек;

- 3. $e_a = \frac{h}{30}$, где h — высота сечения элемента в плоскости действия расчетного момента.

Центрально сжатые элементы

Расчет центрально сжатых железобетонных элементов следует производить из условия

$$N_{Sd} \leq N_{Rd},$$

$$\text{где } N_{Rd} = \varphi \cdot (\alpha \cdot f_{cd} \cdot A_c + f_{yd} \cdot A_{s,tot}); \quad (62)$$

φ — коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба и случайных эксцентриситетов, принимаемый по таблице 7.2 [1] либо рассчитываемый по формуле 7.18 [1];

$A_{s,tot}$ — полная площадь продольной арматуры в сечении.

Внецентренно сжатые элементы

При расчете внецентренно сжатых элементов следует различать два случая:

- случай большого эксцентриситета, когда $x_{eff}/d \leq \xi_{lim}$ (рисунок 32);
- случай малого эксцентриситета, когда $x_{eff}/d > \xi_{lim}$ (рисунок 33).

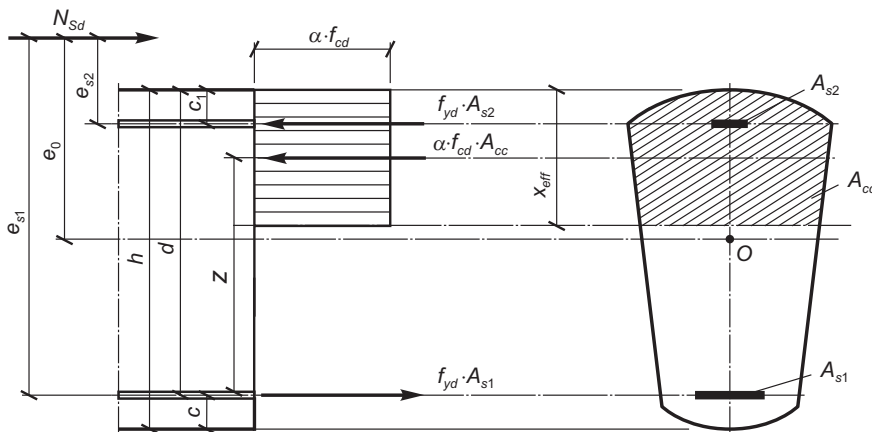


Рисунок 32. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого железобетонного элемента, при расчете его по прочности (случай большого эксцентриситета)

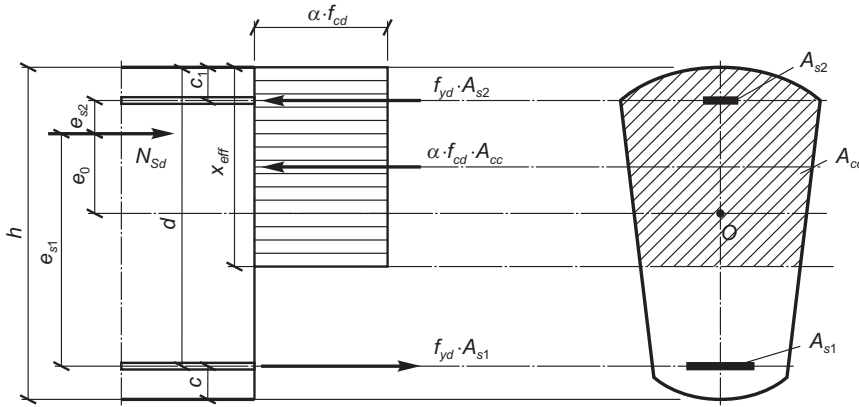


Рисунок 33. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого железобетонного элемента, при расчете его по прочности (случай малого эксцентриситета)

Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов по прочности сечений, нормальных к продольной оси, для случая большого эксцентриситета (при $x_{eff} / d \leq \xi_{lim}$) следует производить из условия $M_{Sd} \leq M_{Rd}$ как для изгибаемых элементов (рисунок 32), принимая $M_{Sd} = N_{Sd} \cdot e_{s1}$, где e_{s1} – расстояние(эксцентриситет) от продольной силы N_{Sd} до центра тяжести растянутой арматуры A_{s1} , а высоту сжатой зоны определять из условия равновесия

$$N_{Sd} + f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_{cc} . \tag{63}$$

При $x_{eff} > \xi_{lim} \cdot d$ расчет допускается производить из условия $M_{Sd} \leq M_{Rd}$, но при этом высота сжатой зоны для элементов из бетона классов по прочности $C^{25}/_{30}$ и ниже должна определяться из условия

$$N_{Sd} + \sigma_s \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_{cc} , \tag{64}$$

$$\text{где } \sigma_s = \left(2 \frac{1 - \frac{x_{eff}}{d}}{1 - \xi_{lim}} - 1 \right) \cdot f_{yd} .$$

В случае, когда расчетная продольная сила N_{Sd} не превышает $0,08N_{cd}$ (где $N_{cd} = f_{cd} \cdot A_c$), допускается производить расчет внецентренно сжатых элементов по прочности как изгибаемых элементов, без учета продольной силы, по п.п. 7.1.2.6—7.1.2.10 [1].

Учет влияния гибкости сжатых элементов стержневых систем

Расчет сжатых элементов должен гарантировать, что при наиболее невыгодной комбинации расчетных нагрузок не произойдет потери

устойчивости всей системы или ее отдельного элемента, и при этом прочность любых сечений элементов обеспечена.

Гибкость сжатых элементов зависит от их расчетной длины l_0

$$\lambda = \frac{l_0}{i}, \text{ где } i - \text{ радиус инерции сечения.} \quad (65)$$

Расчетная длина внецентренно сжатого элемента определяется как для элементов рамной конструкции при наиболее невыгодном для данного элемента расположении нагрузки, принимая во внимание неупругие деформации материалов и наличие трещин.

Для элементов наиболее часто применяющихся конструкций допускается принимать расчетную длину l_0 равной:

а) для элементов ферм и арок — по **таблице 7.3 [1];**

б) для колонн одноэтажных производственных зданий с шарнирным опиранием несущих конструкций покрытий, жестких в своей плоскости (способных передавать горизонтальные усилия), а также для эстакад — по **таблице 7.4 [1];**

в) для колонн многоэтажных зданий — рассчитывать по формуле

$$l_0 = \beta \cdot l_{col},$$

где l_{col} — расстояние между внутренними гранями горизонтальных элементов перекрытий, обеспечивающих горизонтальную поддержку колонны в рассматриваемом направлении;

β — параметр, зависящий от коэффициентов жесткости сопрягаемых с колонной элементов K_i , определяемых по **формулам (7.47)–(7.52) или по номограмме (рисунок 7.8) [1].**

Гибкие элементы под влиянием внешней нагрузки изгибаются, вследствие чего начальный эксцентриситет увеличивается. При этом возрастает изгибающий момент и разрушение происходит при меньшей продольной силе, чем в негибких элементах. Влияние прогиба на несущую способность сжатого элемента рекомендуется учитывать путем умножения начального эксцентриситета e_0 на коэффициент η_{ns} , если гибкость $\lambda \geq 14$ (**в СНиП2.03.01-84(старый)**)

η_{ns} — коэффициент увеличения момента в гибких сжатых элементах, определяемый по формуле

$$\eta_{ns} = \frac{1}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{crit}}}, \quad (66)$$

$$N_{crit} = \frac{6,4E_{cm}}{l_0^2} \cdot \left[\frac{I_c}{K_{lt}} \cdot \left(\frac{0,11}{0,1 + \frac{\delta_e}{\varphi_p}} + 0,1 \right) + \alpha_e \cdot I_s \right], \quad (67)$$

Примечание [Н43]: оговаривалось в СНиП2.03.01-84, а в новом не оговаривается но в Бресте продолжают использовать это число

I_c — момент инерции сечения бетона относительно центра тяжести сечения элемента;

I_s — момент инерции площади сечения арматуры относительно центра тяжести сечения элемента;

l_0 — принимается согласно п.7.1.3.8 [1];

k_{lt} — коэффициент, определяемый по формуле (7.64) [1], при этом M_{Sd} и M_{lt} в рассматриваемом сечении определяются относительно оси, параллельной линии, ограничивающей сжатую зону, и проходящей через центр наиболее растянутого и наименее сжатого (при полностью сжатом сечении) стержня арматуры, соответственно от действия полной и постоянных нагрузок. Если изгибающие моменты (или эксцентриситеты) от действия полной и постоянных нагрузок имеют разные знаки, то следует учитывать указания п.7.1.3.15 [1]:

$$k_{lt} = 1 + \beta_1 \cdot \frac{M_{lt}}{M_{Sd}} \leq 1 + \beta_1,$$

где β_1 — коэффициент, принимаемый в зависимости от вида бетона по таблице 7.5 [1];

M_{Sd} — изгибающий момент относительно растянутой или менее сжатой грани сечения от действия постоянных и переменных нагрузок;

M_{lt} — то же, от действия постоянных нагрузок;

δ_e — коэффициент, принимаемый равным e_0/h , но не менее

$$\delta_{e,min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 f_{cd},$$

здесь f_{cd} — в МПа;

φ_p — коэффициент, учитывающий влияние предварительного напряжения арматуры на жесткость элемента; при равномерном обжатии сечения напрягаемой арматурой φ_p определяется по формуле

$$\varphi_p = 1 + 15 \frac{\sigma_{cd}}{f_{cd}} \cdot \frac{e_0}{h},$$

здесь σ_{cd} — определяется при коэффициенте $\gamma_p = 1,0$;

α_e — коэффициент приведения, определяемый по формуле

$$\alpha_e = \frac{E_s}{E_{cm}}.$$

При расчете из плоскости действия изгибающего момента начальный эксцентриситет продольной силы e_0 принимается равным значению случайного эксцентриситета.

Сжатые элементы с косвенным армированием

Расчет элементов сплошного сечения из тяжелого и мелкозернистого

бетонов с косвенным армированием в общем случае следует вводить в расчет лишь часть площади бетонного сечения A_{eff} , ограниченную осями крайних стержней сетки или спирали. При использовании высокопрочной арматуры следует принимать вместо f_{yd} значение приведенного расчетного сопротивления $f_{pd,eff}$. Гибкость $\lambda = l_0 / i_{eff}$ элементов с косвенным армированием не должна превышать при армировании сетками — 55, спиралью — 35, где i_{eff} — радиус инерции части сечения, вводимой в расчет.

Значения $\alpha \cdot f_{cd,eff}$ следует определять по формулам:

а) При армировании сварными поперечными сетками:

$$\alpha \cdot f_{cd,eff} = \alpha \cdot f_{cd} + \varphi_0 \cdot \rho_{xy} \cdot f_{yd,xy}, \quad (68)$$

где $f_{yd,xy}$ — расчетное сопротивление арматуры сеток;

ρ_{xy} — коэффициент армирования, равный

$$\rho_{xy} = \frac{n_x \cdot A_{sx} \cdot l_x + n_y \cdot A_{sy} \cdot l_y}{A_{eff} \cdot s_n},$$

здесь n_x, A_{sx}, l_x — соответственно число стержней, площадь поперечного сечения и длина стержня сетки (считая в осях крайних стержней) в одном направлении;

n_y, A_{sy}, l_y — то же, в другом направлении;

A_{eff} — площадь бетона, заключенного внутри контура сеток;

s_n — расстояние между сетками;

φ_0 — коэффициент эффективности косвенного армирования, определяемый по формуле

$$\varphi_0 = \frac{1}{0,23 + \psi},$$

здесь $\psi = \frac{\rho_{xy} \cdot f_{yd,xy}}{\alpha \cdot f_{cd} + 10}$;

$f_{yd,xy}, f_{cd}$ — в Н/мм².

Примечание [Д44]: производить по деформационной модели согласно [п. 5.5.3.2 СНБ5.03.01-02], либо по альтернативной модели по [п. 7.1.2 СНБ5.03.01-02].

Примечание [Д45]: При расчете по деформационной модели следует использовать трансформированную расчетную диаграмму деформирования бетона при осевом сжатии, определенную согласно [разделу 6 СНБ5.03.01-02], принимая вместо $\alpha \cdot f_{cd}$ приведенное расчетное сопротивление $\alpha \cdot f_{cd,eff}$.

2.4.1 Расчет на местное сжатие (смятие)

Если нагрузка приложена к элементу на ограниченном участке, то бетон работает в условиях стесненных деформаций и прочность его повышается. Повышение прочности зависит прежде всего от схемы приложения нагрузки (в средней части элемента или на краю и т. п.), вида бетона, наличия армирования и т. д.

Воздействие местной нагрузки встречается в стыках колонн, при опирании стальной колонны на фундамент, при нагрузках, передаваемых балками на стену, под анкерными плитами и т. п. Нагрузка может передаваться на бетон непосредственно или через прокладки см. рис. 6.1.а [6]. Для усиления бетона при необходимости устраивают косвенное армирование см. рис. 6.1.б [6].

Примечание [Д46]: (см. § 1.1)

Примечание [Д47]: [20]

Элементы без поперечного армирования рассчитывают, соблюдая условие

$$N = \psi \cdot f_{c,loc} \cdot A_{loc,1}; \quad (69)$$

где N – предельная сжимающая сила от местной нагрузки;

$A_{loc,1}$ – площадь смятия;

ψ – коэффициент, учитывающий характер распределения напряжений; при равномерном распределении местной нагрузки по площади смятия $\psi = 1$, при неравномерном распределении $\psi = 0,75$;

$f_{c,loc}$ – расчетное сопротивление бетона смятию, определяемое по формуле

$$f_{c,loc} = \alpha \cdot \varphi_c \cdot f_c,$$

здесь $\alpha \varphi_c \geq 1$.

Принимается $\alpha = 1$ для бетона класса не выше $C^{20}/_{25}$ и для бетона классов $C^{20}/_{25}$ и выше определяется из условия

$$\alpha = 13,5 \cdot \frac{f_{ct}}{f_c};$$

φ_c – коэффициент, учитывающий влияние окружающего бетона, расположенного в пределах площади смятия и вычисляемый по формуле

$$\varphi_c = \sqrt[3]{\frac{A_{loc,2}}{A_{loc,1}}};$$

где $A_{loc,2}$ – расчетная площадь элемента, определяемая согласно рис. 34

В расчет вводят значение коэффициента φ_c не более:

- 1,5 при местном сжатии по схеме рис. 34 а, в, г, е для бетонов прочности 3,5МПа и более;
- 1,2 – то же для бетонов класса прочности 2,5МПа и ниже.
- При передаче нагрузки по схемам на рис. 34 б, д принимают $\varphi_c = 1,0$. При определении $A_{loc,1}$ и $A_{loc,2}$ глубину опирания балок, плит, перемычек, прогонов учитывают не более 20м. При усилении элементов косвенным армированием в виде сварных поперечных сеток прочность на местное сжатие обеспечивается при выполнении условия.

$$N \leq f_{c,red} \cdot A_{loc,1}, \quad (70)$$

где $f_{c,red}$ – приведенная призмная прочность бетона при расчете на местное сжатие, определяемая по формуле

$$f_{c,red} = f_c \cdot \varphi_c + \varphi \cdot \mu_{xy} \cdot f_{s,xy} \cdot \varphi_s,$$

$f_{s,xy}$ – расчетное сопротивление арматуры сеток;

Примечание [Н48]: -В формулу 2.10 подставляют значение $2\varphi_c \geq 1$

$$\varphi_s = \sqrt[3]{\frac{A_{loc2}}{A_{loc,1}}} \leq 3,5; A_{loc2} - \text{расчетная площадь, определяемая по рис.34,}$$

но для случаев [рис.34 б,д] – с учетом площади, обведенной штриховой линией;

$$\varphi_s = 4,5 - 3,5 \cdot \frac{A_{loc,1}}{A_{ef}};$$

A_{ef} – площадь бетона, заключенного внутри контура сеток косвенного армирования, считая по оси крайних стержней.

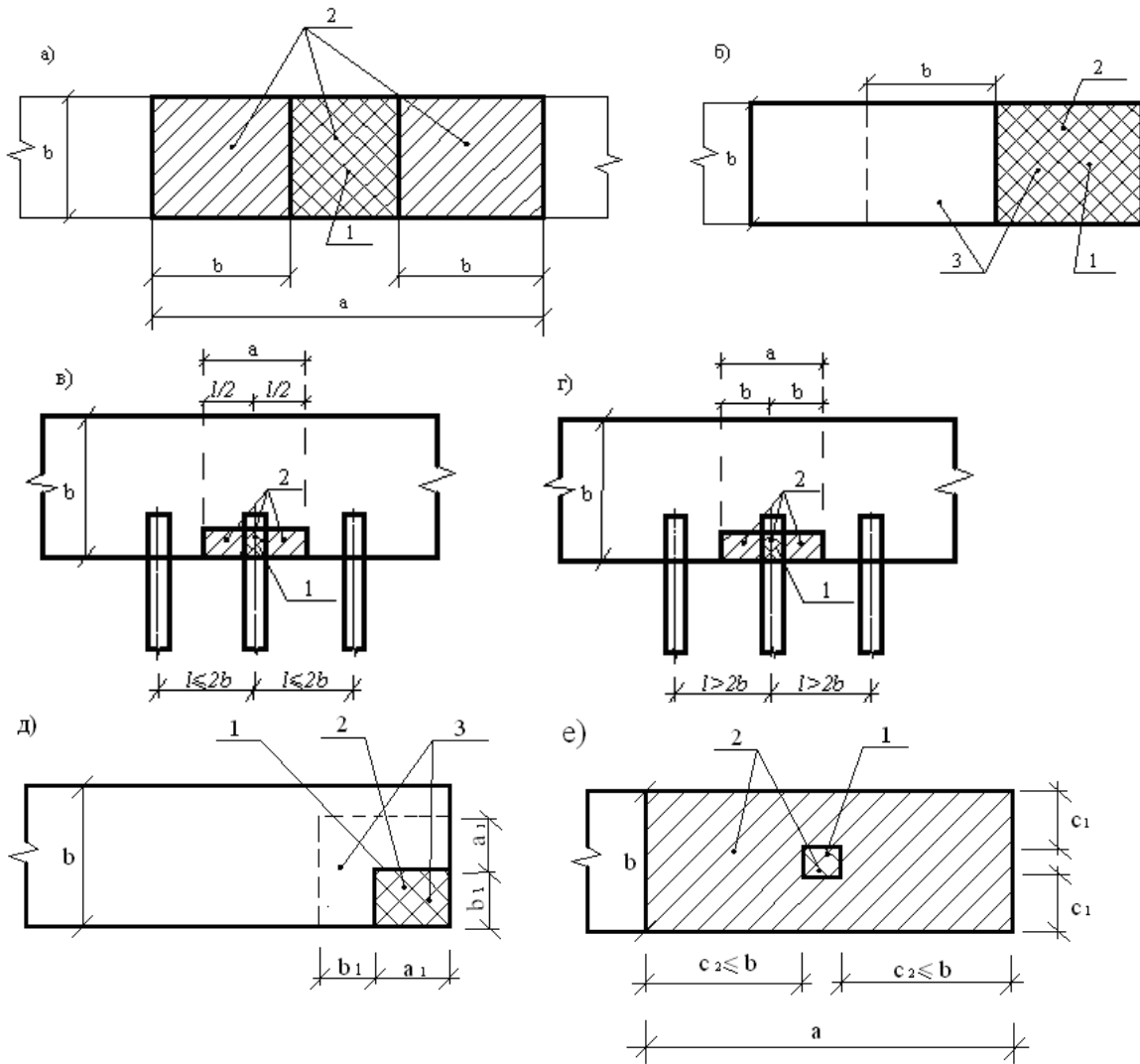


Рисунок 34. Схемы для расчета Ж/Б элементов на местное сжатие

а) – при местной нагрузке по всей ширине элемента b ; б) – при местной краевой нагрузке по всей ширине элемента; в, г) – при местной нагрузке в местах опирания концов прогонов и балок; д) – при местной краевой нагрузке на угол элемента; е) – при местной нагрузке приложенной на части длины и ширины элемента; при местной краевой нагрузке, расположенной в пределах выступа стены или простенка. 1 – площадь смятия; 2 – расчетная площадь смятия; 3 – минимальная зона армирования сетками.

Примечание [Д49]: «в»
чего-то не хватает

где φ – коэффициент эффективности косвенного армирования

$$\varphi = \frac{1}{0,23 + \psi},$$

где,

$$\psi = \frac{\mu_{xy} \cdot f_{s,xy}}{f_c + 10},$$

$$M_{XY} = \frac{n_x A_{sX} l_x n_y A_{sY} l_Y}{A_{ef} S},$$

$n_x; A_x; l_x$ – соответственно число стержней, площадь поперечного сечения и длина стержня сетки в одном направлении;

$n_y; A_y; l_y$ – то же, в другом направлении;

S – расстояние между сетками.

Площадь бетона A_{ef} , заключенного внутри сеток косвенного армирования, должна удовлетворять условию $A_{loc1} < A_{ef} < A_{loc2}$.

Растянутые элементы

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 стр.188 рис 5.1[5]

Центрально-растянутые элементы проектируют, как правило, предварительно напряженными, что существенно повышает сопротивление образованию трещин в бетоне.

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 стр.188 рис 5.3[5]. Такие элементы одновременно растягиваются продольной силой N_{Sd} и изгибаются моментом M_{Sd} , что равносильно внецентренному растяжению усилием N_{Sd} с эксцентриситетом $e_c = M_{Sd}/N_{Sd}$

Растянутые элементы армируют стержнями(проволокой) диаметром 3...32 мм; в целях ограничения ширины раскрытия трещин целесообразно применять меньшие диаметры при большем количестве стержней. Такое армирование также способствует более равномерному распределению напряжений в бетоне. В предварительно напряженных резервуарах и трубах напрягаемую арматуру навивают на наружную поверхность, создавая обжатие конструкции в радиальном направлении см. стр 125 [6].

Примечание [Д50]: пересмотреть индексы т.к. из Байкова т.е. м.б. надо M_{sd} или e_c

Примечание [Д51]: Центрально растянутые элементы, как правило, выполняют предварительно напряженными с целью повышения их трещиностойкости, а арматуру в их поперечном сечении располагают симметрично, чтобы избежать эксцентриситета при обжатии.

Центрально растянутые железобетонные элементы

При расчете центрально-растянутых железобетонных элементов по прочности должно соблюдаться условие:

$$N_{Sd} \leq N_{Rd},$$

где $N_{Rd} = f_{yd} \cdot A_{s,tot}$; (71)

$A_{s,tot}$ — полная площадь продольной арматуры в сечении.

Внецентренно растянутые железобетонные элементы

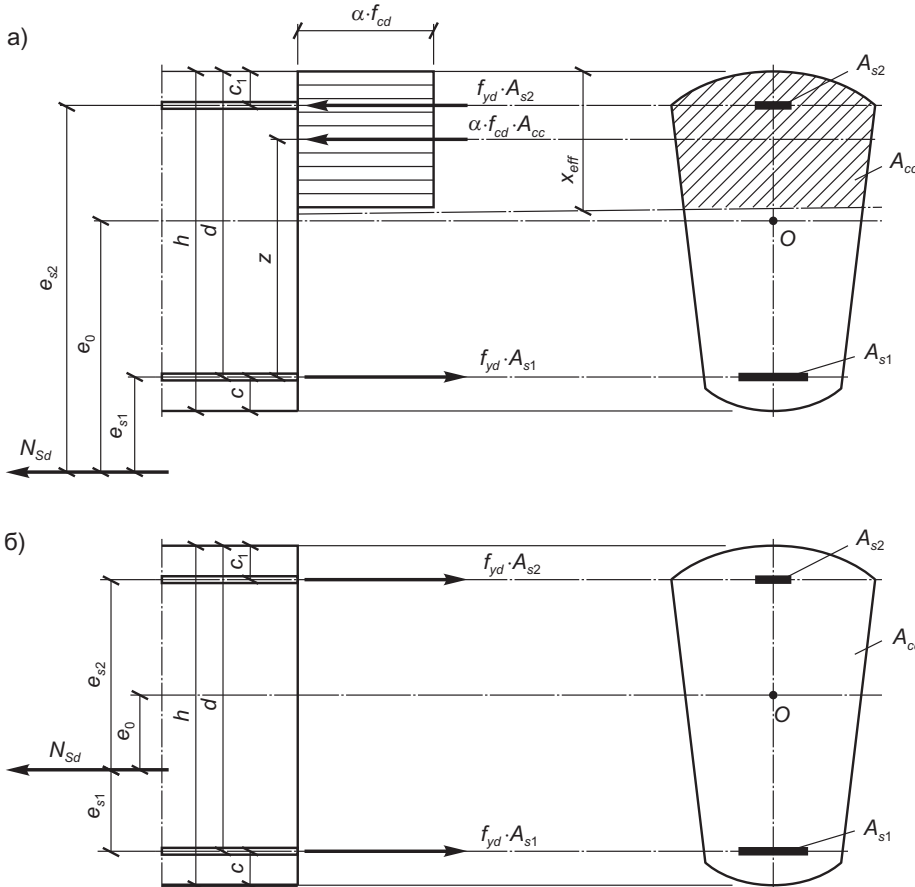


Рисунок 35. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно растянутого железобетонного элемента, при расчете по прочности:

- а — случай большого эксцентриситета;
- б — случай малого эксцентриситета

Расчет внецентренно растянутых железобетонных элементов по прочности сечений, нормальных к продольной оси, следует производить в зависимости от положения расчетной продольной силы при $e_0 = e_c$ (т.е. без учета случайного эксцентриситета e_d) для двух случаев:

а) Если расчетная продольная сила приложена за пределами расстояния между равнодействующими в арматуре A_{s1} и A_{s2} — случай большого эксцентриситета (рис. 35.а). В этом случае расчет элементов по прочности допускается производить, принимая прямоугольную эпюру напряжений в сжатой зоне бетона как для изгибаемых элементов, из условий:

$$N_{Sd} \cdot e_{s1} \leq \alpha \cdot f_{cd} \cdot S_c + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1), \quad (\text{моменты}) \quad (72)$$

$$N_{Sd} \leq f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2} - \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_c \quad (\text{силы}) \quad (73)$$

Для прямоугольных сечений

$$N_{Sd} \cdot e_{s1} \leq \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \cdot (d - 0,5 x_{eff}) + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1). \quad (74)$$

При этом высоту сжатой зоны бетона следует определять из формулы

$$f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2} - N_{Sd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff}. \quad (75)$$

откуда:

$$x_{eff} = (f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2} - N_{Sd}) / \alpha \cdot f_{cd} \cdot b. \quad (76)$$

Если полученные значения $x_{eff} > \xi_{lim} \cdot d$, то в условие (74) следует подставлять $x_{eff} = \xi_{lim} \cdot d$, где ξ_{lim} определяется по формуле (36) данного конспекта.

Неравенства (72) и (73) допускается применять только в том случае, когда центр тяжести сжатой арматуры расположен к наиболее сжатой грани сечения ближе, чем центр тяжести сжатой зоны сечения. В противном случае прочность внецентренно растянутого элемента с большим эксцентриситетом следует определять из формулы

$$N_{Sd} \cdot (e_{s1} + d - c_1) = f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot (d - c_1); \quad (77)$$

б) Расчет внецентренно растянутых элементов в случае малого эксцентриситета (рис. 35.б) производят исходя из следующих предпосылок:

- в работе сечения не учитывается растянутый бетон;
- напряжения во всей растянутой арматуре, расположенной в сечении, равны расчетному сопротивлению f_{yd} .

В соответствии с принятыми предпосылками расчет внецентренно растянутых элементов для этого случая следует производить из условий:

$$N_{Sd} \cdot e_{s2} = f_{yd} \cdot A_{s1} \cdot (d - c_1), \quad (78)$$

$$N_{Sd} \cdot e_{s1} = f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1), \quad (79)$$

где e_{s2} — эксцентриситет продольной силы M_{Sd} относительно центра тяжести арматуры, установленной в верхней зоне сечения (A_{s2})

ТЕМА №6 РАСЧЕТ ЖБ КОНСТРУКЦИЙ ПО ПРЕДЕЛЬНЫМ СОСТОЯНИЯМ 2-Й ГРУППЫ

Практика показывает, что расчет элементов по первой группе предельных состояний в ряде случаев может оказаться недостаточным для обеспечения нормальной эксплуатации конструкций, если их прогибы или ширина раскрытия трещин будут недопустимо велики. Поэтому требуется проводить также расчет по второй группе предельных состояний, который обеспечит бы необходимую трещиностойкость и отсутствие чрезмерных перемещений (прогибов).

Примечание [H52]: см. ГЛ. 2)

Расчет трещиностойкости ЖБК

• Под трещиностойкостью железобетонных конструкций понимают их сопротивление образованию и раскрытию трещин см. стр 133 [6].

Расчет по образованию нормальных трещин

За основу расчета по образованию трещин принимают напряжен-деформированное состояние элемента в стадии 1.б (смотри стр.45данного конспекта), при этом считают, что появление трещин в бетоне растянутой зоны происходит тогда, когда его удлинение достигнет предельного значения, а напряжения – f_{ctk}

Усилия трещинообразования допускается определять как для бетонного сечения по формулам:

$$M_{cr} = f_{ctm} W_c \quad (80)$$

$$N_{cr} = f_{ctm} A_c \quad (81)$$

где f_{ctm} – средняя прочность бетона при растяжении, принимаемая по таблице 6.1 [1]

W_c – момент сопротивления бетонного сечения

A_c – площадь бетонного сечения

Расчетное продольное усилие N_{Sd} и изгибающий момент M_{Sd} следует определять для соответствующей комбинации нагрузок при $\gamma_f = 1,0$ (смотри стр.50 данного конспекта)

Примечание [Д54]: из СНБ 5.03.01-02 стр83

Примечание [Д55]: Для элементов, трещинообразование которых вызвано действием только вынужденных деформаций, в формуле $\psi_s = 1 - \beta_1 \beta_2 (\sigma_{sr} / \sigma_s)$ допускается принимать $\sigma_s = \sigma_{sr}$

Расчет по раскрытию трещин

Поверочные расчеты по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси железобетонного элемента, следует производить из условия:

$$W_k \leq W_{lim},$$

где W_k – расчетная ширина раскрытия трещин;

W_{lim} – предельно допустимая ширина раскрытия трещин.

Расчетная ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента равна:

$$W_k = \beta \cdot S_{rm} \cdot \varepsilon_{sm}, \quad (82)$$

где S_{rm} – среднее расстояние между трещинами;

ε_{sm} – средние деформации арматуры, определяемые при соответствующей комбинации нагрузок;

β – коэффициент, учитывающий отношение расчетной ширины раскрытия трещин к средней.

Значение средней деформации растянутой арматуры ε_{sm} следует определять по формуле:

$$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_s \cdot \Psi_s,$$

где ε_s – деформация растянутой арматуры в сечении с трещиной, определяемая в общем случае из решения расчетной системы уравнений деформационной модели;

Ψ_s – коэффициент, учитывающий неравномерность распределения деформаций растянутой арматуры на участках между трещинами [см.стр83 \[1\]](#).

Среднее расстояние между нормальными трещинами в изгибаемых и растянутых элементах (в мм) равно:

$$S_{rm} = 50 + 0,25 \cdot K_1 \cdot K_2 \frac{\varnothing}{\rho_{eff}},$$

где \varnothing – диаметр стержня (в мм) (при использовании в одном сечении стержней разных диаметров допускается принимать их средний диаметр);

K_1 – коэффициент, учитывающий условия сцепления арматуры с бетоном;

K_2 – коэффициент учитывающий вид напряженно-деформированного состояния элемента;

ρ_{eff} – эффективный коэффициент армирования, равный отношению значения площади сечения арматуры A_s , заключенной внутри эффективной площади растянутой зоны сечения $A_{c,eff}$, к значению этой площади ([см. рис. 36](#))

$$\rho_{eff} = \frac{A_s}{A_{c,eff}}$$

$h_{c,eff}$ – меньшее из значений $2,5(h-d)$, $(h-x)/3$. (см. рис. 36)

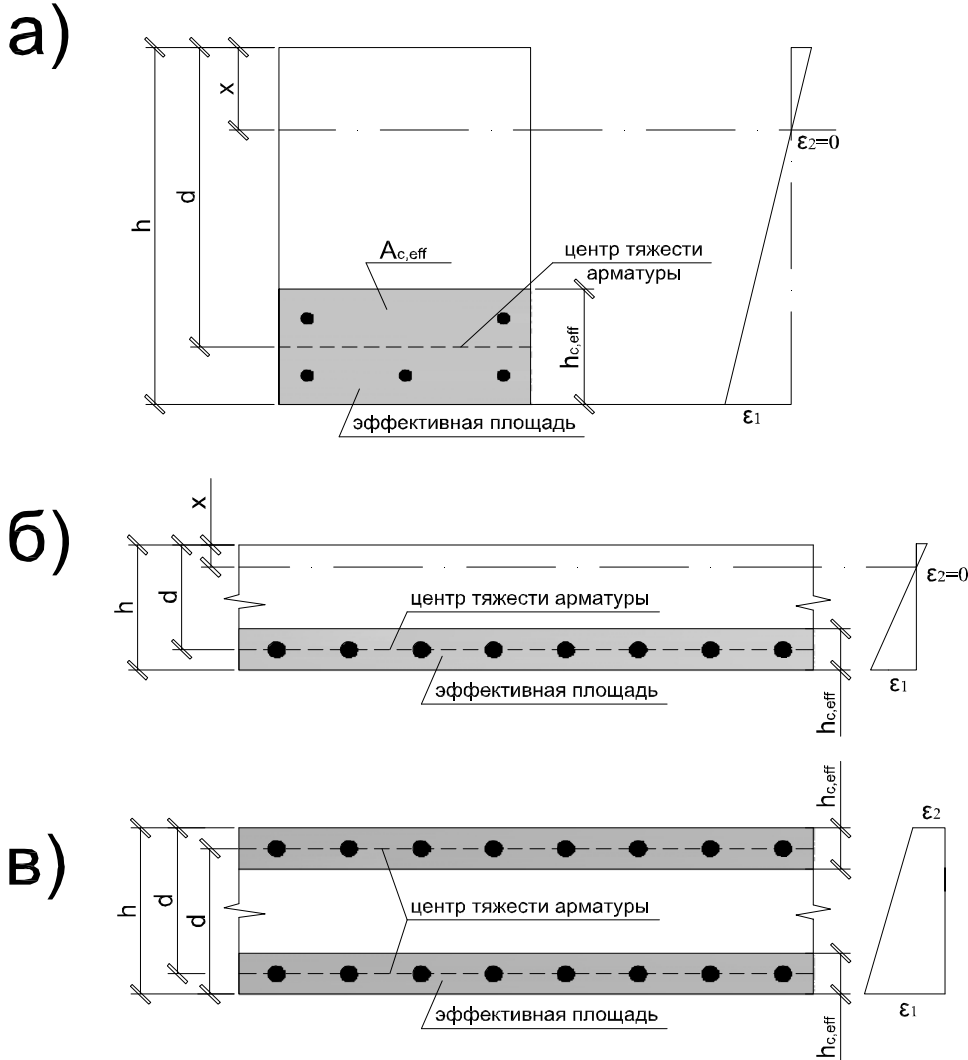


Рисунок 36.– К определению эффективной площади растянутой зоны сечения:

- а) балки;
- б) плиты;
- в) элементы, подвергнутые растяжению

Расчет по раскрытию наклонных трещин

Расчетную ширину w_k наклонных трещин следует определять по формуле (82) с заменой среднего расстояния между трещинами s_{rm} на $s_{r,max}$, рассчитываемого по формуле:

Примечание [Д56]: (8.11).
 Для элементов, имеющих ортогональное армирование, в случае, когда образующиеся трещины наклонены под углом к продольной оси элемента (направлению продольного армирования), и угол наклона $\theta > 15^\circ$, среднее расстояние между наклонными трещинами $s_{r,max}$ следует определять по формуле

$$s_{r,max} = \frac{1}{\frac{\sin \theta}{s_{r,max,x}} + \frac{\cos \theta}{s_{r,max,y}}},$$

где $s_{r,max,x}$ — средний шаг трещин в направлении, параллельном продольной оси элемента;

$s_{r,max,y}$ — средний шаг трещин в направлении, перпендикулярном к продольной оси элемента;

θ — угол между направлением продольного армирования (продольной осью элемента) и направлением главных сжимающих напряжений. Значение θ принимается согласно п.7.2.2.26 [1].

Расчет железобетонных конструкций по деформациям

Широкое применение сборных железобетонных конструкций из материалов высокой прочности и уточнение методов расчета привело к уменьшению размеров поперечного сечения элементов, а следовательно, и снижению их жесткости и увеличению прогибов. Поэтому расчет деформаций (перемещений) приобрел в последние годы особо важное значение.

Цель расчета по деформациям состоит в ограничении прогибов конструкции до таких пределов, которые не могли бы нарушить эксплуатационных качеств конструкций.

Расчет железобетонных конструкций по деформациям следует производить из условия

$$a_k \leq a_{lim},$$

где a_k — прогиб (перемещение) железобетонной конструкции от действия внешней нагрузки, мм;

a_{lim} — предельно допустимый прогиб (перемещение), мм, принимаемый по разделу 10 [3].

Определение прогибов (перемещений) железобетонных конструкций следует производить по общим правилам строительной механики, используя значения продольных деформаций, поперечных деформаций и кривизн по длине железобетонных конструкций от действия внешних нагрузок.

Кривизна железобетонных элементов принимается равной разности краевых относительных деформаций элемента в сечении, нормальном к продольной оси, деленной на высоту сечения.

Определение прогибов

В общем случае прогиб железобетонных конструкций следует определять по формуле

Примечание [Д57]: [см. стр 141 Попов]

Примечание [Д58]: Все это из СНБ 5 03 01-02 стр 84-88 с вырезками

$$a_k = a_{k,m} + a_{k,v}, \quad (83)$$

где $a_{k,m}$ — прогиб, обусловленный деформациями изгиба;

$a_{k,v}$ — прогиб, обусловленный деформациями сдвига.

Значения $a_{k,m}$ определяют по формулам **стр.85 [1]**.

...

Для железобетонных элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, сосредоточенной у верхней и нижней граней, и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения, допускается определять прогиб при изгибе $a(\infty, t_0)$ по упрощенной формуле

$$a(\infty, t_0) = \alpha_k \cdot \frac{M_{Sd} \cdot l_{eff}^2}{B(\infty, t_0)}, \quad (84)$$

где α_k — коэффициент, зависящий от способа приложения нагрузки и схемы опирания элемента (**из старого СНиП 2.03.01-84***)

$\alpha_k = 5/48$ при равномерно распределенной нагрузке;

$\alpha_k = 1/8$ при двух равных моментах по концам балок

$\alpha_k = 1/12$ при сосредоточенной нагрузке в середине пролета

M_{Sd} — максимальное значение расчетного момента по предельным состояниям второй группы;

$B(\infty, t_0)$ — изгибная жесткость элемента, определяемая при длительном действии нагрузки по **формуле (8.26) [1, стр87]**.

$$a(\infty, t_0) = \alpha_k \cdot (1/r)^2 \cdot l_{eff}^2 \quad (85)$$

где $\frac{1}{r}$ — кривизна железобетонного элемента

Определение кривизны и изгибной жесткости железобетонных конструкций. Элементы (или участки элементов) с трещинами, нормальными к продольной оси

Кривизну железобетонных элементов (или участков элементов) с трещинами $\left(\frac{1}{r}\right)_{cr}$, нормальными к продольной оси, следует определять по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cr} = \frac{\varepsilon_{cm} + \varepsilon_{sm,0}}{d}, \quad (86)$$

где ε_{cm} — средние относительные деформации крайнего сжатого волокна бетона на участке между трещинами;

Примечание [Д59]: $a_{k,m} =$

$$a_{k,m} = \int_0^l \bar{M}(x) \frac{M_{Sd}(x)}{B_m(x)}$$

где $\bar{M}(x)$ — изгибающий момент в сечении x от действия единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения элемента в сечении x по длине пролета, для которого определяют прогиб;

$\frac{1}{r(x)}$ — кривизна элемента

в сечении x от расчетной комбинации внешних нагрузок, при которой определяется прогиб;

$M_{Sd}(x)$ — изгибающий момент в сечении x от расчетной комбинации внешних нагрузок, при которой определяется прогиб;

$B_m(x)$ — изгибная жесткость железобетонного элемента в сечении x .

Значение $a_{k,v}$ определяют по формулам:

$$a_{k,v} = \int_0^l \bar{V}(x) \cdot \gamma(x) \cdot$$

$$a_{k,v} = \int_0^l \bar{V}(x) \frac{V_{Sd}(x)}{B_v(x)}$$

где $\bar{V}(x)$ — поперечная сила в сечении x , определяемая от действия единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения элемента в сечении x по длине пролета, для которого определяется прогиб;

$\gamma(x)$ — деформация сдвига в сечении x от нагрузки, при которой определяется прогиб;

$V_{Sd}(x)$ — поперечная сила в сечении x от нагрузки, при которой определяется прогиб;

$B_v(x)$ — сдвиговая жесткость железобетонного элемента в сечении x .

Примечание [Д60]: Откуда? (Т.С. нашла и дописала в СНБ стр 86)

$\varepsilon_{sm,0}$ — средние относительные деформации крайнего растянутого стержня продольной арматуры на участке между трещинами;
 d — расстояние между крайним сжатым волокном бетона и крайним растянутым стержнем продольной арматуры.

Значение ε_{cm} определяют по формуле

$$\varepsilon_{cm} = \psi_c \cdot \varepsilon_{cc},$$

где ε_{cc} — относительная деформация крайнего сжатого волокна бетона в сечении с трещиной см. [1, стр86];

ψ_c — коэффициент, учитывающий неравномерность распределения относительных деформаций сжатого бетона между трещинами. Значение коэффициента допускается принимать равным 0,9.

Элементы (или участки элементов), работающие без трещин

Кривизну элементов (или участков элементов), работающих без трещин, следует определять по формуле

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{\varepsilon_{c1} + \varepsilon_{c2}}{h}, \quad (87)$$

где ε_{c1} — относительная деформация крайнего сжатого волокна бетона;

ε_{c2} — относительная деформация крайнего растянутого (менее сжатого) волокна бетона;

h — расстояние между крайними волокнами бетона в сечении.

Изгибную жесткость железобетонного элемента без трещин $B(\infty, t_0)$ следует определять по формуле (8.26) [1], принимая $I_{II} = I_I$, значение эффективного модуля упругости бетона $E_{c,eff}$ по формуле (8.27) или (8.28) [1], а кривизну $\left(\frac{1}{r}\right)$ по формуле:

$$\left(\frac{1}{r}\right) = \frac{M_{Sd}}{B_m(\infty, t_0)}, \quad (88)$$

где $B_m(\infty, t_0)$ — изгибная жесткость ЖБК без трещин

Кривизна от усадки бетона

Дополнительную кривизну от неравномерной усадки бетона

$\left(\frac{1}{r}\right)_{cs}$ следует определять по формуле

Примечание [Д61]: Значения ε_{sm} определяют в соответствии с указаниями 5.5.3.2 и 5.5.3.3. Относительные деформации крайнего сжатого волокна бетона ε_{cc} и крайнего растянутого стержня продольной арматуры ε_s в сечении с трещиной в общем случае следует определять из решения расчетной системы уравнений деформационной модели от действия момента, вызванного расчетными усилиями для предельных состояний второй группы. Значения ε_{cc} и ε_s допускается определять по формулам:

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_{cc}}{E_{c,red}},$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s},$$

где σ_{cc} — напряжение в крайнем сжатом волокне бетона в сечении с трещиной;
 σ_s — напряжение в крайнем растянутом стержне продольной арматуры в сечении с трещиной. Значения σ_{cc} и σ_s допускается определять из условно упругого расчета сечения с трещиной, нормального к продольной оси, включающего сжатую зону бетона с приведенным модулем упругости $E_{c,red}$, сжатую и растянутую арматуру с модулем упругости E_s .

Для изгибаемых элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, сосредоточенной у растянутой и сжатой грани сечения, и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения, значения σ_{cc} и σ_s допускается определять по формулам:

$$\sigma_{cc} = \frac{M_{Sd}}{A_{cc} \cdot z},$$

$$\sigma_s = \frac{M_{Sd}}{A_s \cdot z},$$

... [4]

Примечание [Д62]: Относительные деформации крайних волокон сечения ε_{c1} и ε_{c2} в общем случае следует определять из расчета по деформационной модели железобетонного элемента, работающего без трещин.

Примечание [Н63]: стр87

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{cs} = \frac{\varepsilon_{cs,\infty} \cdot \alpha_e \cdot S}{I}, \quad (89)$$

где $\varepsilon_{cs,\infty}$ — предельное значение усадки бетона, определяемое по п.6.1.4.5 [1];

S — статический момент арматуры относительно центра тяжести сечения;

I — момент инерции сечения;

$$\alpha_e = \frac{E_{cm}}{E_{c,eff}}, \quad E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \Phi(\infty, t_0)}$$

Предельное значение коэффициента ползучести для бетона $\Phi(\infty, t_0)$ следует определять в соответствии с требованиями п.6.1.4.2. [1]

При расчете кривизны от усадки для элементов с трещинами значения S и I определяют дважды: для сечения без трещины и сечения с трещиной.

Окончательное значение кривизны $\left(\frac{1}{r}\right)_{cs}$ в этом случае определяют из формулы(8.12) [1].

Т Е М А № 7

ПЛОСКИЕ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ПЕРЕКРЫТИЯ

§ 7.1. Классификация плоских перекрытий

Плоские железобетонные перекрытия являются наиболее распространенными элементами различных зданий и сооружений. Несмотря на особенности в конструкции сооружения, все плоские перекрытия могут быть приведены к двум основным типам: балочным и безбалочным. Балочные перекрытия включают в себя балки, идущие в одном или двух направлениях, и опирающиеся на них плиты. В безбалочных балки отсутствуют, а плиты этих перекрытий опираются непосредственно на колонны, имеющие в своей верхней части уширения - капители. В зависимости от способа возведения перекрытия могут быть сборными, монолитными и сборно-монолитными. В настоящее время применяют преимущественно сборные и сборно-монолитные перекрытия, отличающиеся высокой индустриальностью. Монолитные перекрытия применяются реже, главным образом, в зданиях, возводимых по индивидуальным проектам и т. п.

В последние годы находят все более широкое применение монолитные железобетонные перекрытия с использованием профилированного металлического настила, который выполняет функции опалубки и рабочей арматуры. Такие конструкции целесообразно применять в зданиях с нетиповой сеткой колонн, при реконструкции и замене перекрытий. Применение профнастила в качестве арматуры и опалубки снижает трудоемкость работ, сокращает сроки строительства, снижает высоту и массу перекрытия.

Примечание [Д64]: в первый раз слышу(что это?)

Выбор типа конструкций перекрытия производится с учетом назначения сооружения, состояния производственной базы, экономики и т. п.

§ 7.2. Балочные сборные перекрытия

■ Расчет и конструирование панелей. По форме поперечного сечения различают ребристые, многопустотные и сплошные панели.

• *Ребристые панели* применяют преимущественно в промышленных зданиях. Ширина панелей 1,0...1,8 м через 0,1 м, высота сечения панелей 25...35см (рис. 37а).

• *Многопустотные панели*, имеющие гладкие потолочные поверхности, применяют главным образом в гражданском строительстве. Наибольшее распространение получили панели с круглыми пустотами (рис.37 б) шириной 1,4...2,4 м через 0,1 м, высотой сечения 20...24 см. Панели с овальными пустотами (рис.37 в), несмотря на лучшие показатели по расходу материалов, менее технологичны в изготовлении и в последнее время применяются редко.

• Сплошные панели могут быть однослойные (рис. 37 г) и двухслойные с верхним слоем из легкого бетона; последние обладают высокими

теплоизоляционными свойствами, малой звукопроводностью и применяются в чердачных перекрытиях.

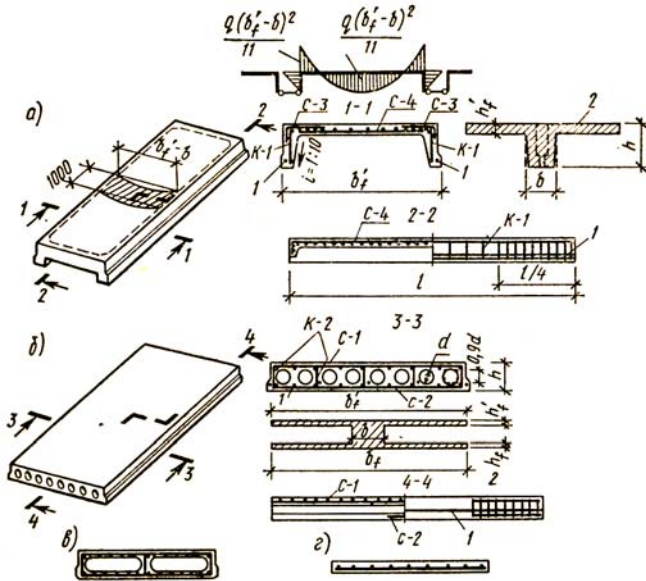


Рисунок 37 Конструкции сборных панелей перекрытия: 1 - напрягаемая арматура; 2 - расчетное сечение

Ширину плит при заданном типе и пролете назначают с учетом возможностей подъемно-транспортного оборудования таким образом, чтобы масса плиты не превышала 1,5; 3; 5 т.

Все типы панелей с точки зрения статического расчета представляют собой однопролетную балку, нагруженную равномерно распределенной нагрузкой, максимальные усилия в которой будут

$$M_{max} = F_d \cdot l_0^2 / 8; V_{max} = F_d \cdot l_0 / 2$$

где $F_d = (Gd + Qd) b_f$ - полная расчетная нагрузка на 1 м плиты; Gd - постоянная расчетная нагрузка, кН/м²; Qd - временная расчетная нагрузка, кН/м²; b_f - ширина панели; l_0 - расчетный пролет, равный расстоянию между линиями действия опорных реакций.

Высота сечения предварительно напряженных панелей $(1/20 \dots 1/30) l_0$.

После установления размеров сечения плиты, задавшись классом рабочей арматуры и бетона, выписывают их расчетные характеристики; затем производят расчет прочности плиты по нормальным и наклонным сечениям. При расчете по нормальным сечениям для ребристой плиты вводят эквивалентное тавровое сечение (см. рис. 37 а), а для многопустотной — двутавровое (см. рис. 37 б). Расчетную ширину сечений принимают равной суммарной толщине всех ребер. В ребристых панелях производят также расчет прочности верхней полки на местный изгиб. В этом случае при отсутствии поперечных ребер из полки плиты мысленно выделяют полосу шириной 100 см (см. рис. 37 а), расчет которой производят как частично заземленной по концам балки пролетом $l = b_f - b$ на действие пролетного и опорного моментов $M_{sd} = F_d \cdot l_0^2 / 11$. Далее выполняют расчет прогибов, трещиностойкости и проверку прочности плиты на монтажные нагрузки.

Примечание [Д65]: что это?

Класс бетона панелей $C^{12}/_{15} \dots C^{25}/_{30}$. Армируют панели сварными

Примечание [Д66]: Класс бетона В15-В25

каркасами и сетками из горячекатаной арматуры периодического профиля и обыкновенной проволоки. Рабочая продольная арматура панелей без предварительного напряжения - класса S500 предварительно напряженных - высокопрочная стержневая S800, S1200 и канатная К-7. Сварные сетки плит укладывают в полках, каркасы - в ребрах. Монтажные петли из арматуры класса S240 закладывают по четырем углам и приваривают к основной арматуре. Швы между панелями заполняют бетоном. Длину опирания панелей на кирпичные стены определяют расчетом кладки на местное смятие и принимают не менее 75 мм для панелей пролетов до 4 м и не менее 120 мм - для больших пролетов. В целях устранения местных напряжений при опирании вышележащих стен пустоты панелей в пределах опоры заделывают кирпичной кладкой, бетоном и т. п.

Примечание [Д67]: класс ар-ы (S...)

■ Расчет и конструирование ригеля. Ригель балочного сборного перекрытия здания с полным каркасом представляет собой элемент рамной конструкции. В зданиях с неполным каркасом (свободное опирание концов ригеля на стены) при пролетах, отличающихся не более чем на 20 %, и небольшой временной нагрузке сопротивлением колонн повороту опорных сечений можно пренебречь и рассматривать ригель как неразрезную балку. Форма поперечного сечения ригеля - прямоугольная и тавровая с полками внизу иливерху (см. рис. 4.1). Ригели $l \leq 6$ м обычно выполняют без предварительного напряжения, при $l > 6$ м - предварительно напряженными. Бетон ригелей классов C¹²/₁₅- C²⁵/₃₀. Ригели армируют двумя-тремя плоскими сварными каркасами.

Примечание [Д68]: Класс бетона В15-В30

■ Проектирование и расчет стыков ригеля с колонной. Для обеспечения неразрезности ригеля и пространственной жесткости сооружения стыки ригелей выполняют, как правило, жесткими и рассчитывают на восприятие изгибающего момента и поперечной силы. Их размещают непосредственно у боковой грани колонны; при этом ригели обычно опираются на выпущенные из колонны консоли. Стыки с консолями (рис. 38 б) удобны в монтаже, могут воспринимать значительные усилия, однако ухудшают интерьер помещений; применяют их преимущественно для промышленных зданий. Стыки со скрытой консолью (рис. 38 в) усложняют конструирование опорных частей ригеля; применяют их, главным образом, в гражданских многоэтажных зданиях связевой системы. Бесконсольные стыки (рис. 38 г) применяют в промышленных зданиях с повышенными требованиями к интерьеру.

Примечание [Д69]: как эти подзаголовки выделять?(Попов 173)

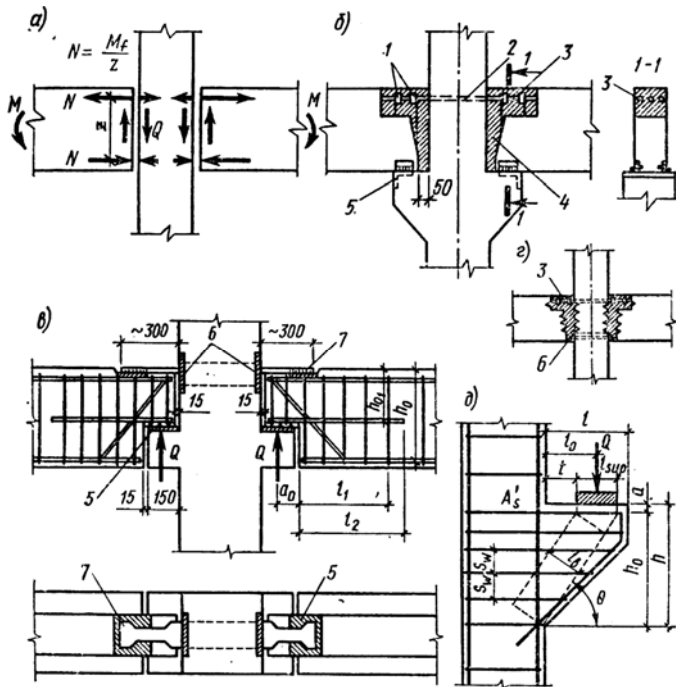


Рисунок 38 Стыки ригелей с колоннами:

1 - ванная сварка; 2 - стыковые стержни; 3 - вставка арматуры; 4 - бетон омоноличивания; 5 - монтажный сварной шов; 6 - закладные детали; 7 - накладка «рыбка»

Действующий в стыке опорный момент вызывает растяжение верхней части сечения и сжатие нижней (рис. 38 а). Растягивающие усилия во всех типах железобетонных стыков воспринимаются стыковыми стержнями (или пластинами), привариваемыми к закладным деталям или верхней арматуре ригелей. Стержни могут быть заранее забетонированы в колонну и иметь выпуски (рис.38 б, г) или заводиться на монтаже в специально оставленные в колонне отверстия. Сжимающие усилия в нижней части ригеля могут передаваться через бетон, укладываемый в полость стыка (стык с обетонированием), или через сварные швы между стальными закладными деталями ригеля и консоли (необетонированный стык).

Расчет стыка, изображенного на рис. 38 б, состоит из расчета стыковых стержней и опорной консоли. Расчетное растягивающее (сжимающее) усилие в стыке $Nsd = M_f / z$, где z - плечо внутренней пары сил, равное в стыке с обетонированием расстоянию от центра тяжести сжатой зоны бетона, заполняющего полость, до центра тяжести сечения соединительных стержней (рис. 38 а); в стыке без обетонирования - расстоянию между центрами тяжести верхней и нижней арматуры ригеля.

Площадь сечения стыковых растянутых стержней

$$A_{st} = Nsd / f_{yd}$$

Где f_{yd} – расчетное сопротивление арматуры

A_{st} - площадь растянутой арматуры

§ 7.3. Монолитные ребристые перекрытия с балочными плитами

Монолитные ребристые перекрытия состоят из плит, второстепенных балок и главных балок, которые бетонируются вместе и представляют собой единую конструкцию. Плита опирается на второстепенные балки, а второстепенные - на главные балки, опорами которых служат колонны и стены (рис. 39 а).

Проектирование монолитного перекрытия включает в себя компоновку конструктивной схемы, расчет плит, второстепенных и главных балок, их конструирование.

При компоновке выбирают сетку и шаг колонн, направление главных балок, шаг второстепенных балок. Это производится с учетом назначения сооружения, архитектурно-планировочного решения, технико-экономических показателей и т. п. Главные балки располагаются параллельно продольным стенам или перпендикулярно им (рис. 39 б, в) и имеют пролет $l_1 = 6...8$ м. Первое решение выгодно при необходимости лучшей освещенности потолка, второе целесообразно при больших оконных проемах и необходимости обеспечить жесткость здания в поперечном направлении. Пролет второстепенных балок $l_2 = 5...7$ м, плит $l = 1,5...3$ м. По экономическим соображениям принимают такое расстояние между балками, чтобы толщина плиты была возможно меньшей, но не менее значений, указанных в § 4.1. Высота сечения второстепенных балок составляет $(1/12...1/20)l_2$, главных $(1/8...1/15)l_1$, ширина сечений балок $b = (0,4...0,5)h$. Перекрытия, как правило, выполняют из бетона класса $C^{12/15}$ и армируют арматурной проволокой классов S500 и стержневой арматурой классов S400, S500

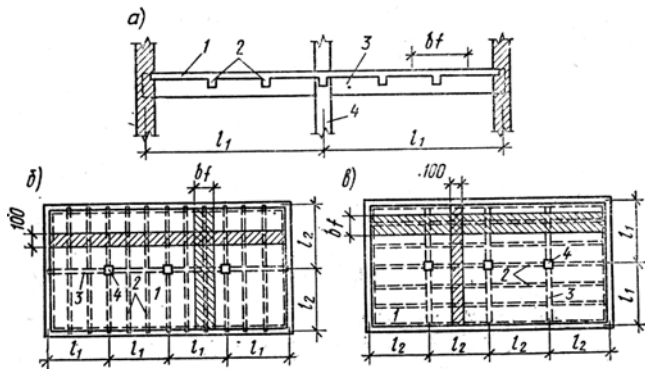


Рисунок 39 Конструктивные схемы монолитных ребристых перекрытий с балочными плитами:

1 — плита; 2 — второстепенная балка; 3 — главная балка; 4 — колонна

■ **Расчет и конструирование балочной плиты.** Различают плиты монолитных перекрытий балочные и опертые по контуру. В балочных плитах, характеризуемых соотношением $l_y/l_x > 2$, кривизна плиты и изгибающие моменты от нагрузки значительно больше в поперечном направлении, чем в

Примечание [Д70]: как эти подзаголовки выделять?(Попов 177)

продольном (рис. 40а). Поэтому изгибом в продольном направлении пренебрегают. В плитах, опертых по контуру, необходимо учитывать изгиб в обоих направлениях. В ребристых перекрытиях наиболее часто встречаются балочные плиты. Для расчета таких плит выделяют полосу шириной 1 м (рис. 40б, в) и рассматривают ее как неразрезную балку, опертую на второстепенные балки и наружные стены. Расчет плиты производят с учетом перераспределения усилий.

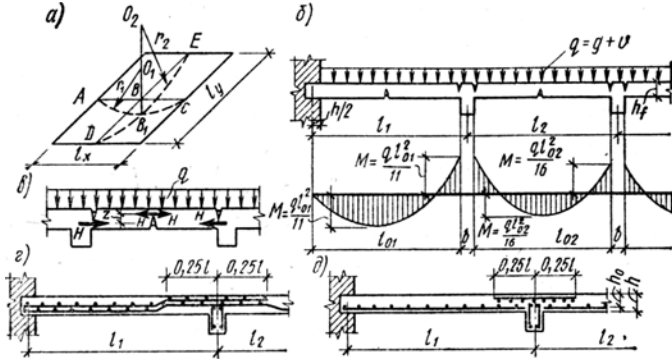


Рисунок 40 Расчетная схема и армирование монолитных балочных плит

Расчетное значение средних пролетов принимают равным расстоянию между гранями второстепенных балок $l_{02} = l_2 - b$, крайних пролетов (при свободном опирании одного конца плиты на стену) - расстоянию между гранью ребра балки и осью опоры на стене $l_{01} = l_1 - 0,5b$.

В балочных плитах, окаймленных по контуру балками, горизонтальным смещениям опорных сечений препятствует распор H , возникающий вследствие жесткости этих балок и повышающий несущую способность плиты (см. рис. 40 в). Учитывают это явление путем снижения моментов в средних пролетах и на средних опорах на 20 %. Площадь арматуры в расчетных сечениях определяют как для прямоугольного сечения с одиночной арматурой шириной $b = 100$ см и высотой h_f .

Расчет плит по наклонным сечениям не производят, так как практически всегда соблюдается условие (4.33).

Армирование многопролетных балочных плит осуществляют, как правило, сварными рулонными сетками. При этом для плит с $h_f = 6... 10$ см обычно применяют непрерывное армирование (рис. 40г) рулонными сетками с продольной рабочей арматурой ($d \leq 5$ мм), а для плит с $h_f > 10$ см — раздельное армирование (рис. 40д) плоскими или рулонными сетками с поперечной рабочей арматурой. При непрерывном армировании основную арматуру с площадью A_{ST} подбирают по моменту $M = F_d \cdot l_{02}^2 / 16$, а в первом пролете и над первой опорой устанавливают дополнительную арматуру ΔA_{ST} , подбирая по моменту

$$\Delta M = F_d \cdot \frac{l_{01}^2}{11} - F_d \cdot \frac{l_{02}^2}{16}$$

При сложной форме плит, наличии неупорядоченных отверстий, реконструкции возможно применение вязаных сеток.

■ Расчет и конструирование второстепенной балки.

Второстепенную балку рассчитывают как неразрезную конструкцию, опирающуюся на главные балки и наружные стены на равномерно распределенную нагрузку (Gd_1+Qd) , передаваемую плитой с полосы b_f (см. рис. 41 б,в), и нагрузку от собственной массы G_2 балки $F_d=(Gd_1+Qd)b_f+Gd_2$. Изгибающие моменты и поперечные силы при равных или отличающихся друг от друга в пределах 20 % пролетах определяют с учетом перераспределения усилий по формулам:

$$M_{sd} = F_d \cdot \frac{l_{o1}^2}{11}; \text{ на первой опоре от края} \quad M_{sdB} = F_d \cdot \frac{l_{o1}^2}{14}; \text{ в остальных пролетах и}$$

$$\text{над опорами} \quad M_{sd} = F_d \cdot \frac{l_{o2}^2}{16}, \quad V_{sdA} = 0,4 \cdot F_d \cdot l_{o1}, \quad V_{sdB} = 0,6 \cdot F_d \cdot l_{o1};$$

на первой промежуточной эюре справа и на всех остальных опорах

$$V_{sd} = 0,5 \cdot F_d \cdot l_{o2}$$

где l_{oi} - расчетный пролет второстепенной балки, принимаемый равным расстоянию в свету между главными балками, а при опирании на наружные стены - расстоянию от оси опоры на стене до грани главной балки (рис. 41 а).

Примечание [Д71]: обозн было g_f+v ?(Попов 179)

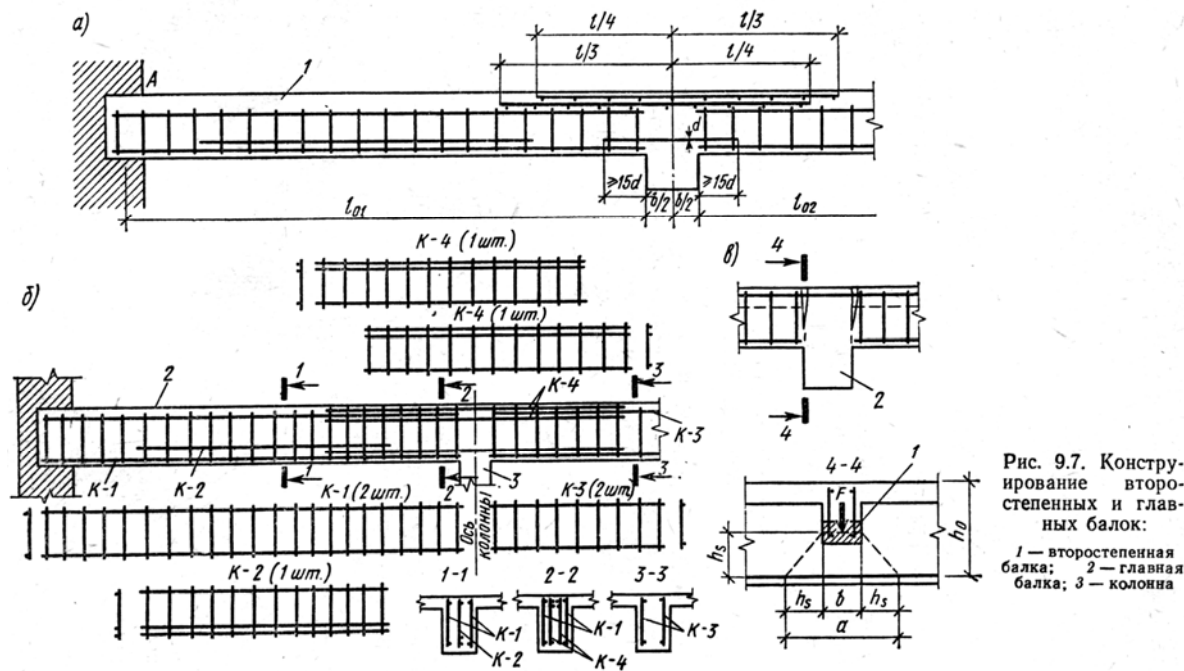


Рисунок 41

Для определения отрицательных моментов в пролетах и рационального размещения арматуры по длине второстепенной балки рекомендуется строить огибающие эпюры моментов. При этом учитывают разгружающее влияние главной балки, создающей дополнительное закрепление на опорах [13]. Размеры сечения уточняют по моменту на первой промежуточной опоре,

$$d = 1,8 \sqrt{Msd_{опор}/fcd \cdot b}$$

принимая $\xi = 0,35$, тогда

Затем унифицируют размеры и подбирают рабочую арматуру в расчетных нормальных сечениях: в первом и средних пролетах - как для таврового сечения, на первой промежуточной и средних опорах - как для прямоугольного шириной b . На действие отрицательного момента в средних пролетах расчет ведут как для прямоугольного сечения. Расчет поперечного сечения выполняют для трех наклонных сечений: у крайней свободной опоры и у первой промежуточной опоры слева и справа.

Второстепенные балки армируют в пролете сварными каркасами, которые доводят до опор элемента и соединяют с каркасами следующего пролета стыковыми стержнями $d_1 > 0,5d$, заводимыми за грани балки, в каждый пролет на длину не менее $15d_1$. На промежуточных опорах балки армируют узкими сетками $b = 400 \dots 600$ мм или широкими сварными сетками с поперечной рабочей арматурой, раскатываемыми над главными балками. Если сеток две, то они в целях экономии стали смещаются друг относительно друга (рис. 41 а).

■ Расчет и конструирование главных балок. На главную балку передаются постоянные и временные сосредоточенные нагрузки от второстепенных балок, равные их опорным реакциям (без учета неразрезности). Кроме того, учитывается собственная масса главной балки, которую разрешается приводить к сосредоточенным грузам, приложенным в местах опирания второстепенных балок и равным массе участков главной балки между второстепенными балками.

Примечание [Д72]: что это?

В расчетном отношении главная балка монолитного ребристого перекрытия рассматривается как неразрезная, загруженная сосредоточенными грузами. Изгибающие моменты и поперечные силы определяют с учетом перераспределения усилий. Размеры сечений главной балки уточняют по моменту у грани колонны, так как над главными балками располагается арматура плиты и сеток второстепенных балок. Расчетное сечение главных балок принимают в пролете - тавровое, на опоре - прямоугольное. В пролете главную балку армируют 2...3 плоскими каркасами, соединенными перед установкой в пространственный каркас (рис. 41б). При наличии третьего каркаса его обычно не доводят до грани опоры, обрывая в соответствии с эпюрой моментов. На опоре главная балка армируется двумя самостоятельными каркасами с рабочей арматурой сверху.

На главную балку нагрузка от второстепенной передается через сжатую зону последней (рис. 41 в). Эта нагрузка воспринимается поперечной арматурой главной балки, а при необходимости ставятся дополнительные сетки. Длина зоны, в пределах которой учитывается поперечная арматура, воспринимающая опорную реакцию второстепенных балок, определяется по формуле $a = 2h_s + b$ (см. § 6.3).

Необходимая площадь рабочей арматуры [см. формулу (6.5)]

$$\sum A_{sw} = R(1 - h_s / d) \cdot f_{ywd}$$

где R - реакция опоры второстепенной балки; d - рабочая высота главной

балки.

§7.4. Монолитные ребристые перекрытия с плитами, опертыми по контуру

Существует два вида таких перекрытий. В перекрытиях первого вида балки располагаются по осям колонн, шаг которых 4...6 м (рис. 9.8,а). Балки имеют одинаковую высоту поперечных сечений. Соотношение сторон плит 1...1,5. Перекрытия второго вида, называемые кессонными, отличаются более частым расположением балок, отсутствием промежуточных колонн и малыми размерами плит, не превышающими 2 м (рис. 42б). Перекрытия с плитами, опертыми по контуру, менее экономичны, чем с балочными плитами, при той же сетке колонн, но эстетически они выглядят лучше и применяются для перекрытия зданий общественного назначения: вестибюлей, залов и т. п.

Плита, опертая по контуру, работает в двух направлениях и армируется сварными сетками, укладываемыми в пролете понизу, а у опор (над балками) - поверху. При пролетах плиты более 2,5 м применяют раздельное армирование. Нижнюю арматуру выполняют из двух сеток с одинаковой площадью сечения рабочей арматуры в каждом направлении. В целях экономии одна сетка доводится до опор, а другая размещается в средней части и не доводится до опор на расстояние $1/4 l_1$, если плита примыкает к балке (рис. 42г), или на $1/8 l_1$ при свободном опирании плиты. Верхняя арматура плиты (над балками) выполняется в виде сеток, у которых рабочие стержни располагаются в направлении, перпендикулярном балке, и заходят в пролеты через один на расстояния $1/4 l_1$ и $1/6 l_1$ (рис. 42в).

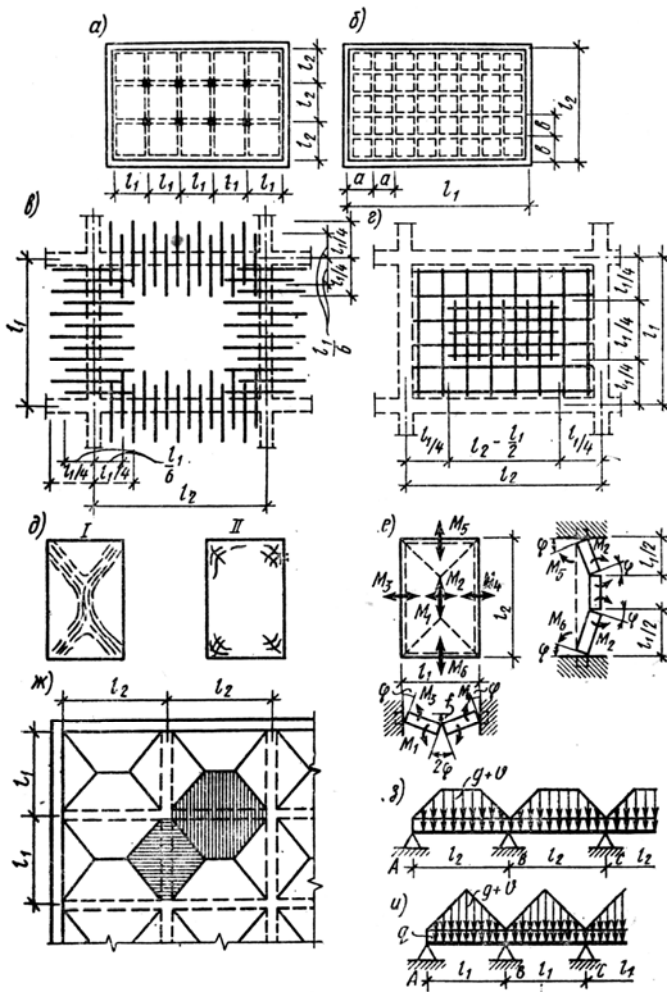


Рис. 9.8. Ребристые монолитные перекрытия с плитами, опертые по контуру

Рисунок 42

Для расчета плит, опертых по контуру, существуют два практических метода: по *упругой стадии* и по *предельному равновесию*. Расчет по *упругой стадии* применяют для плит, в которых трещины не допускаются. Точный расчет плит, опертых по контуру представляет достаточно сложную задачу теории упругости. Он сводится к интегрированию дифференциальных уравнений упругой пластинки. Для плит из однородного материала эта теория разработана достаточно подробно. Для практических расчетов плит в упругой стадии существуют приближенные методы и составлены вспомогательные таблицы, позволяющие определить усилия в плитах при разных граничных условиях и нагрузках [24].

Расчет плит, в которых по условиям эксплуатации допускаются трещины, производят методом *предельного равновесия*. При его использовании должна быть известна схема разрушения конструкции. Опытами установлено, что в предельном состоянии по прочности в плите образуется ряд линейных пластических шарниров: на опорах - сверху вдоль балок, в пролетах - снизу по

биссектрисам углов плиты и в середине пролета - вдоль длинной стороны плиты (рис. 42 д). Исходя из этого, плиту рассматривают как систему жестких дисков, соединенных между собой пластическими шарнирами по линиям излома. Значение момента в пластическом шарнире на единицу его длины зависит от площади сечения рабочей арматуры A_i и определяется по формуле

$$M = f_{yd} \cdot A_{st} \cdot z_s$$

В общем случае каждая панель плиты перекрытия испытывает действие шести изгибающих моментов: двух пролетных M_1 и M_2 и четырех опорных M_3, M_4, M_5, M_6 (рис. 42е).

Для обеспечения равновесия плиты необходимо и достаточно, чтобы имело место равенство работ внешних W_s и внутренних W_R усилий на возможных перемещениях. При равномерно распределенной нагрузке q это условие имеет вид

$$W_s = \int_A qy dA = W_R = \sum_{i=1}^6 M_i \varphi_i l_i (i=1, \dots, 6),$$

где y - перемещения плиты в рассматриваемой точке; M_i - момент в i -м шарнире пластичности, приходящийся на единицу его длины; φ_i - угол поворота дисков в i -м шарнире пластичности; l_i - длина i -го пластического шарнира.

Нетрудно видеть, что $\int qy dA$ представляет собой объем фигуры перемещений плиты

$$V = a(3l_2 - l_1)/6$$

где a - прогиб середины плиты.

Тогда работа внешней нагрузки

$$W_s = Fa l_1 (3l_2 - l_1)/6$$

Работа внутренних усилий — изгибающих моментов на соответствующих углах поворота φ (рис. 42 е)

$$W_R = \sum_{i=1}^6 M_i \varphi_i = (2M_1 \varphi + M_3 \varphi + M_4 \varphi) + (2M_2 \varphi + M_5 \varphi + M_6 \varphi) \cdot l_1$$

Учитывая небольшую величину φ , принимают

$$\varphi \cong \operatorname{tg} \varphi = 2a/l_1$$

Из условия равенства работ (9.13) с учетом (9.15) и (9.16) получают

$$F l_1^2 (3l_2 - l_1)/12 = (2M_1 + M_3 + M_4) l_2 + (2M_2 + M_5 + M_6) \cdot l_1$$

В том случае, когда в приопорных полосах шириной $l_1/4$ арматура поставлена в половинном количестве (рис. 42г), пролетные моменты в этих полосах будут $M_1/2$ и $M_2/2$.

Приведенные формулы содержат шесть неизвестных моментов. Задав их соотношениями, получим только одно неизвестное M , определив которое, по принятым соотношениям находят и остальные моменты [12].

В практических расчетах определение моментов упрощается. Так, для средней панели квадратной плиты ($l_1=l_2=l$), окаймленной по периметру балками, задавшись $M_1=M_2=M_3=M_4=M_5=M_6$ и приняв обрыв одной из нижних сеток на расстояние $1/4 l$ от балок, получают для опорных и пролетных

Примечание [Д73]: Д.б. примерноравно знак(волна и одна черточка)

МОМЕНТОВ

$$M = Fl^2 / 42$$

Для свободно опертой квадратной плиты все опорные моменты равны нулю, а пролетные - $M_1 = M_2 = M$, тогда при обрыве одной нижней сетки на $1/8l$ от опоры

$$M = Fl^2 / 21$$

После вычисления моментов подбирают арматуру в пролетах и на опорах как для элементов прямоугольного сечения с одиночной арматурой.

В плитах, окаймленных по всему контуру монолитно связанными с ними балками, возникает распор, повышающий их несущую способность. Поэтому при подборе арматуры значения моментов, определенные расчетом, следует уменьшать до 20 % [12].

Плиты, опертые по контуру, передают нагрузку на балки в соответствии с грузовыми площадями (рис. 42ж). Балки рассчитывают как обычные неразрезные с учетом перераспределения усилий. При этом расчетные пролеты принимают равными расстоянию между гранями колонн, а для крайних пролетов - между гранью колонны и осью опоры на стене.

Площадь сечения продольной рабочей арматуры в пролетах определяют как для тавровых сечений, а на опорах — как для прямоугольных. И в пролетах и на опорах балки армируют сварными каркасами.

Примечание [Д74]: какое сейчас это число? Такое же

§ 7.5. Сборно-монолитные балочные перекрытия

• Сборно-монолитные конструкции представляют собой рациональное сочетание в общей конструкции заранее изготовленных сборных элементов и дополнительно уложенных на месте строительства монолитного бетона (бетона омоноличивания) и арматуры. После приобретения монолитным бетоном прочности такая конструкция работает как единое целое.

Сборно-монолитные железобетонные конструкции по основным конструктивным признакам разделяют на три класса (рис. 43):

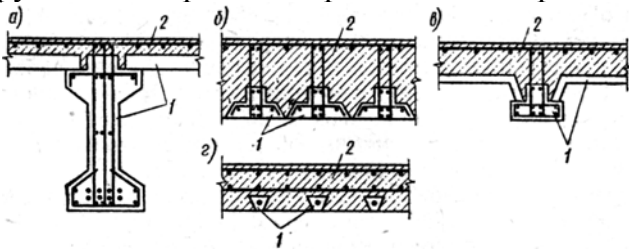


Рисунок 43

Рис. 9.9. Виды сборно-монолитных перекрытий: 1 — сборные элементы; 2 — монолитный бетон

- класс А — сборные элементы воспринимают всю монтажную нагрузку и нагрузку от собственного веса монолитного бетона, служат несущей

опалубкой и не нуждаются в установлении временных опор в процессе монтажа и производства работ; монолитный бетон располагается в основном выше нейтральной оси (рис. 43а);

- класс Б — сборные элементы воспринимают лишь часть монтажной нагрузки и нагрузки от собственной массы монолитного бетона, служат опалубкой, но нуждаются в установлении временных опор в процессе монтажа и производства работ; нейтральная ось располагается в пределах высоты монолитной части сечения (рис. 43б,в);
- класс В — сборные элементы в процессе монтажа и укладки монолитного бетона нагрузки не воспринимают, а служат лишь рабочей арматурой; монолитный бетон располагается по всей высоте поперечного сечения (рис. 43 г).

В качестве сборных элементов можно применять как специально запроектированные конструкции, так и типовые обычные или предварительно напряженные элементы (балки, плиты, ригели и т.п.). Размеры сборных элементов назначают из условия обеспечения их прочности при изготовлении, транспортировании и монтаже, а также прочности швов сопряжения с бетоном омоноличивания при их совместной работе. Для элементов, воспринимающих нагрузки, действующие при возведении конструкции, рекомендуется применять прямоугольные, тавровые, двутавровые, коробчатые, лотковые и другие типы сечений.

Надежную связь бетона омоноличивания с бетоном сборных элементов рекомендуется осуществлять с помощью арматуры, выпускаемой из сборных элементов, путем устройства шпонок или шероховатостей поверхности, продольных выступов и т. п. Конструктивное сочетание сборных элементов и монолитного бетона во многих случаях является экономически выгодным, так как сборно-монолитные конструкции, объединяя достоинства тех и других, лишены некоторых их недостатков. Для возведения сборно-монолитных конструкций, в отличие от монолитных, не требуется специальной опалубки, подмостей и лесов, поэтому монолитный бетон сборно-монолитных конструкций дешевле бетона монолитных конструкций, возводимых в несущей опалубке, а также пропаренного бетона сборных элементов. В сборных элементах сборно-монолитных конструкций весьма эффективно применение предварительно напряженной высокопрочной арматуры. Установкой дополнительной арматуры в опорных участках монолитного бетона легко обеспечивается неразрезность соединений элементов.

Сборно-монолитные конструкции должны удовлетворять требованиям расчета: по несущей способности с целью обеспечения прочности нормальных и наклонных к продольной оси конструкции сечений, а также по контакту сборных элементов с монолитным бетоном (первая группа предельных состояний); по перемещениям, образованию, раскрытию и закрытию трещин (вторая группа предельных состояний).

Расчет сборно-монолитных конструкций по предельным состояниям должен производиться для следующих двух стадий работы конструкции [26]:

- до приобретения бетоном омоноличивания заданной прочности на

воздействие нагрузки от массы этого бетона и от других нагрузок, действующих на данном этапе возведения конструкции;

- после приобретения бетоном омоноличивания заданной прочности, т. е. при совместной работе со сборными элементами — на нагрузки, действующие на данном этапе возведения и при эксплуатации конструкций.

Так, при наличии в сжатой зоне сечения бетонов разных классов в расчет вводится сечение, приведенное к бетону одного класса по соотношению прочностей R_{bi} , с сохранением фактических значений высоты сечений всех слоев бетона, но с изменением ширины.

Примечание [Д75]: обозначение?

§ 7.6. Безбалочные перекрытия

- Особенностью безбалочных перекрытий является непосредственное опирание плит на капители колонн (рис. 44а,б). Капители создают жесткое сопряжение перекрытия с колоннами в системе каркаса здания, увеличивают прочность плиты на излом и обеспечивают плиту продавливания. В таких перекрытиях вследствие отсутствия выступающих ребер лучше используется объем помещения, уменьшается строительная высота здания, сокращается объем стеновых материалов, улучшается освещенность и проветриваемость помещений. Вследствие этого безбалочные перекрытия широко применяют для многоэтажных складов, холодильников, мясокомбинатов, гаражей. Они экономичны в зданиях с большими временными нагрузками ($v > 10$ кН/м²) и квадратной сеткой колонн.

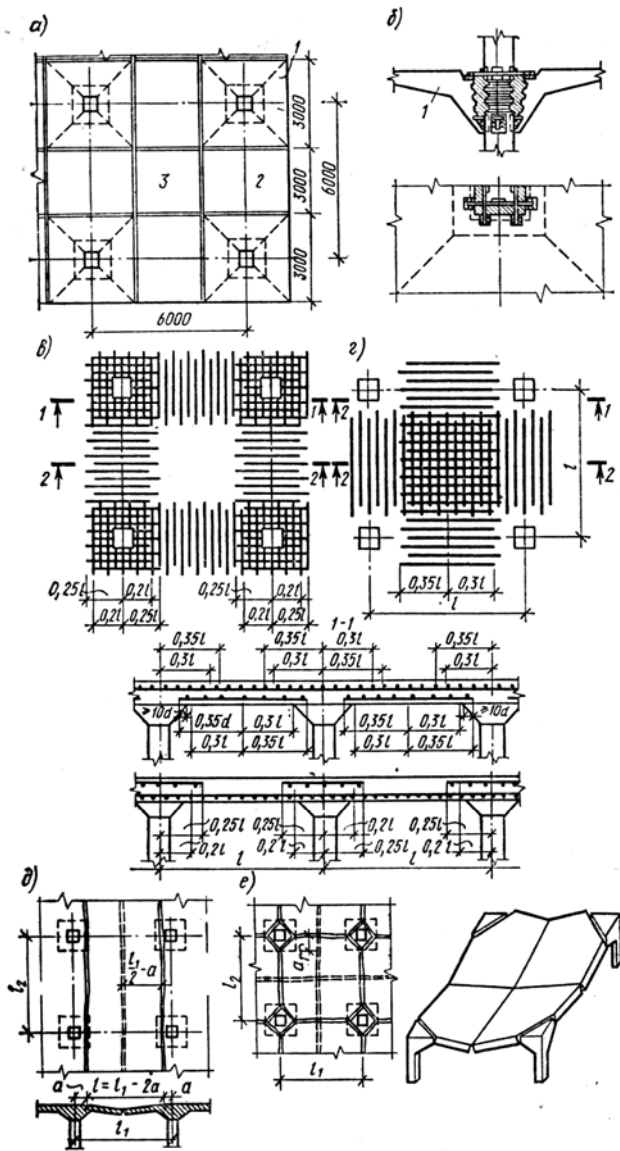


Рис. 9.10. Безбалочные перекрытия:

1 — капитель; 2 — надколонная плита; 3 — пролетная плита

Рисунок 44

Безбалочные перекрытия бывают сборные, монолитные и сборно-монолитные.

■ **Сборные безбалочные перекрытия.** Эти перекрытия применяют при сетке колонн 6X6, 6X9, 9X9 м. Они состоят из капителей, надколонных и пролетных панелей. Капители опираются на уширения колонн, соединяются с ними шпонками (см. рис. 446) и воспринимают нагрузку от надколонных панелей, идущих в двух взаимно перпендикулярных направлениях. Панели соединяются с капителью сваркой закладных деталей и, таким образом, превращаются в неразрезную систему. Пролетная панель опирается на полки надколонных панелей и работает как плита, опертая по контуру. Классы бетона панелей $C^{20}/_{25}$ и $C^{25}/_{30}$, колонн и капителей $C^{12}/_{15} \dots C^{45}/_{50}$. Рабочая арматура из

Примечание [Д76]: Как выделять (Попов191)

стали класса S400.

К сборным безбалочным перекрытиям относят также **бескапительные перекрытия**, возводимые методом подъема этажей. Работа по возведению таких перекрытий производится в следующем порядке. Вначале устраивают фундаменты, устанавливают железобетонные колонны на высоту яруса (ярус до 15 м), устраивают подготовку пола 1-го этажа, по выровненной поверхности подготовки бетонируют одну над другой пакет железобетонных плит перекрытия, нанося между ними разделяющие слои, препятствующие сцеплению слоев бетона. В местах, где колонны пересекают перекрытия, устраивают отверстия, усиленные стальными закладными деталями — воротниками, предназначенными для увеличения прочности и жесткости плит на излом и продавливание. Подъем перекрытия на проектные отметки производят с помощью системы гидродомкратов, установленных на колоннах, после чего осуществляют их закрепление.

Примечание [Д77]: что это???-новенькое

■ **Монолитные безбалочные перекрытия.** Они представляют собой гладкую плиту, опертую через капители на колонны. Толщину плиты назначают из условия достаточной ее жесткости $h = (1/32 \dots 1/35) l_2$, где l_2 — размер большего пролета плиты. Монолитную безбалочную плиту армируют рулонными или плоскими сварными сетками, укладываемыми над колоннами и в пролетах. Над колоннами стержни укладывают поверху в двух направлениях, в середине плиты — понизу в двух направлениях. В пересечениях надколонных и пролетных полос необходима установка как нижней (рис. 44г), так и верхней рабочей арматуры (рис. 44в). Вблизи колонн верхние сетки раздвигаются, либо в сетках устраивают отверстия с установкой дополнительных стержней, компенсирующих прерванную арматуру. Капители армируют конструктивно, по углам ставят стержни диаметром 8...10 мм и охватывают их горизонтальными хомутами.

Примечание [Д78]: Как выделять(Попов191)

■ **Сборно-монолитные безбалочные перекрытия.** Такие перекрытия работают подобно монолитным, однако для их возведения не требуется устройства поддерживающих лесов и опалубки, что повышает индустриальность их возведения. Эти перекрытия укладывают по сборным панелям, надколонным и пролетным панелям.

Примечание [Д79]: Как выделять(Попов192)

Поскольку безбалочные перекрытия жестко соединены с колоннами и работают с ними совместно, расчет их производят как элементов рам с жесткими узлами, расположенных в двух взаимно перпендикулярных направлениях. В сборном варианте такие рамы образуются колоннами, капителями и надколонными плитами, в монолитном — колоннами и полосой перекрытия, равной по ширине расстоянию между серединами двух пролетов, примыкающих к соответствующему ряду колонн.

Раму вначале рассчитывают на невыгоднейшие комбинации постоянных и временных нагрузок как упругую систему с учетом переменной жесткости по длине элементов. Затем строят объемлющую эпюру моментов и производят перераспределение усилий с учетом допущения пластических деформаций [12]. Кроме того, предусматривают расчет на продавливание плиты по периметру капители, а также расчет на излом панелей вдоль и поперек перекрытия.

ны под углом 45° к горизонту. Прочность перекрытия будет обеспечена при соблюдении условия (6.3).

Расчет плиты безбалочного перекрытия на излом производят методом предельного равновесия. Экспериментальные исследования показали, что наиболее опасными нагрузениями являются: полосовая нагрузка через пролет и сплошная по всей площади.

При полосовом нагружении в перекрытии образуются три линейных шарнира пластичности (рис. 9.10, д). Два верхних располагаются на расстоянии $a = (0,08 \dots 0,12) l_1$ от осей колонн, нижний — в середине пролета. Изгибающие моменты, воспринимаемые на длине l_2 верхним и нижним пластическими шарнирами, равны: $M_1 = -R_s A_{s1} z_1$; $M_2 = R_s A_{s2} z_2$, где z_1 и z_2 — плечи внутренней пары в опорном и пролетном сечениях. Используя условие (9.13), при одинаковом армировании обоих опорных сечений получим

$$(g + v) l_2 (l_1 - 2a)^2 / 8 = R_s (A_{s1} z_1 + A_{s2} z_2), \quad (9.27)$$

где A_{s1} (A_{s2}) — площадь арматуры в опорном (пролетном) пластическом шарнире в пределах одной панели.

При сплошном нагружении безбалочного перекрытия каждая панель разделяется пластическими шарнирами на четыре звена, поворачивающихся вокруг опорных линейных пластических шарниров, оси которых расположены в зоне капителей, обычно под углом 45° к рядам колонн (рис. 9.10, е).

Расчетное уравнение для квадратной панели

$$\frac{(g + v) l^3}{8} \left[1 - 2 \frac{a_1}{l} + \frac{4}{3} \left(\frac{a_1}{l} \right)^3 \right] \leq R_s (A_{s1} z_1 + A_{s2} z_2), \quad (9.28)$$

где a_1 — катет прямоугольного треугольника, отламывающегося от колонны, $a_1 = (0,08 \dots 0,12) l$.

Задаваясь соотношением площадей опорной A_{s1} и пролетной A_{s2} арматуры [12], получают в уравнениях (9.27) и (9.28) только по одному неизвестному.

Расчет сборных безбалочных перекрытий допускается приближенным методом. В этом случае надколонные панели рассматривают как неразрезные балки, соединенные с капителями, пролетные панели — как плиты, опертые по контуру. Изгибающий момент в пролетной

Расчет сборного перекрытия на продавливание производят в сечениях, где очертание капители образует входящие углы или изменяется толщина плиты. Предполагается, что продавливание происходит по боковой поверхности пирамиды, боковые грани которой наклонены под углом 45° к горизонту.

квадратной плите, учитывая частичное защемление в контурных ребрах:

$$M = ql_0^2 / 27 \quad (9.29)$$

где q — нагрузка на 1 м^2 плиты, $q = g + v$.

Опорные и пролетные моменты надколонных панелей определяют как для неразрезных балок с учетом перераспределения усилий:

где q — равномерно распределенная приведенная нагрузка на 1 м длины надколонной панели; l_0 — расчетный пролет панели, принимаемый равным расстоянию в свету между краями капителей, умноженному на $1,05$.

Капители рассчитывают в обоих направлениях как консоли на нагрузку от опорных реакций и моментов надколонных плит. Рабочую арматуру укладывают по верху капители, стенки капители армируют конструктивно.

Примечание [Д80]: перед этим пропущена страница 193 Попов

ТЕМА 8 ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫЕ ФУНДАМЕНТЫ

§ 8.1. Классификация фундаментов

• **Фундаменты**, так же как и перекрытия, являются неотъемлемой частью любого здания. В подавляющем большинстве случаев их выполняют из железобетона. Они передают нагрузку от опирающихся на них колонн или стен на основание. Фундаменты бывают трех типов: *отдельные* - под каждой колонной (рис. 45 а), ленточные - под рядами колонн в одном или двух направлениях (см. рис. 10.5), а также под стенами (рис. 45б), сплошные — под всем сооружением (рис. 45в). Тип фундамента выбирают из сопоставления их стоимости, расхода материалов и трудовых затрат с учетом эксплуатационных и конструктивных требований. Отдельные фундаменты устраивают при относительно небольших нагрузках, хороших грунтах и достаточно редком расположении колонн. При больших нагрузках и относительно слабых грунтах делают ленточные фундаменты. Последние особенно целесообразны при неоднородных грунтах и различных по величине нагрузках. Если несущая способность ленточных фундаментов недостаточна, то устраивают сплошные фундаменты.

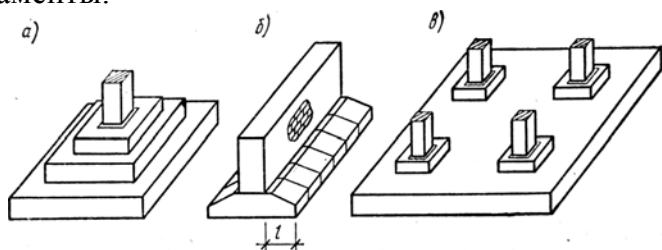


Рисунок 45

Рис. 10.1. Типы железобетонных фундаментов

§ 8.2. Отдельные фундаменты

■ **Центрально-нагруженные фундаменты.** Эти фундаменты проектируют квадратными в плане.

• По *форме* они могут быть *ступенчатыми* (рис. 46 а) или *пирамидальными* (рис. 46б). Последние экономичнее по расходу материалов, но сложнее в изготовлении и применяются реже.

Обычно фундаменты проектируют так, чтобы нулевой цикл строительных работ мог быть закончен до монтажа колонн и произведена обратная засыпка грунта. Для этого верх фундамента располагают на 15 см ниже уровня чистого пола. Устанавливают фундаменты на естественный грунт, бетонную, щебеночную или песчаную подготовку толщиной 10 см.

• По способу изготовления различают фундаменты сборные и монолитные. В большинстве случаев применяют монолитные фундаменты. Сборные устраивают, когда они невелики по размерам, в сложных геологических или суровых зимних условиях, а также когда применение их

Примечание [Д81]: Как выделять (Попов196)

сокращает сроки строительства и дает экономию. Монолитные фундаменты выполняют из бетона классов $C^{12}/_{15}$ - $C^{20}/_{25}$. Центрально-нагруженные фундаменты армируют сварными сетками классов S500 с одинаковой арматурой в двух направлениях. Шаг стержней обычно принимают 150...200 мм, диаметр - не менее 10 мм. Минимальная толщина защитного слоя при возведении монолитного фундамента на бетонной подготовке - 45 мм, при ее отсутствии - 80 мм, для сборных фундаментов - 40 мм.

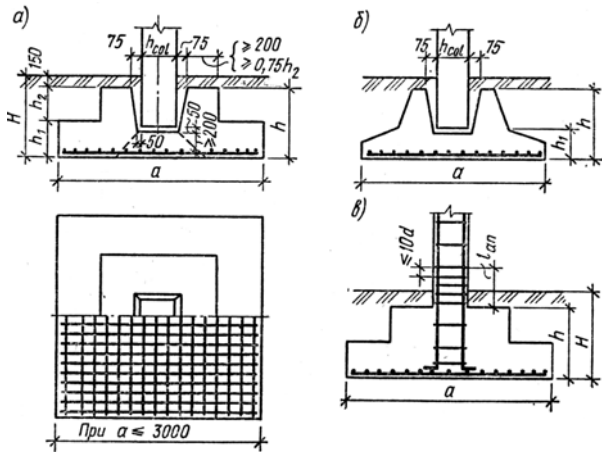


Рисунок 46

Рис. 10.2. Отдельные центрально нагруженные фундаменты:

а — монолитный под сборную колонну; б — сборный под сборную колонну; в — монолитный под монолитную колонну

Сборные фундаменты проектируют под сборные колонны, монолитные фундаменты - как под сборные, так и под монолитные. Сборные колонны жестко заделывают в специальные гнезда - стаканы, оставляемые в фундаменте при бетонировании (рис. 46 а, б). Закрепление колонн в стакане осуществляют посредством заливки цементного раствора между стенкой и колонной. Для жесткого соединения монолитных колонн с фундаментами из последних выпускают арматуру с площадью сечения, равной расчетной площади арматуры колонны у обреза фундамента (рис. 46 в). Выпуски арматуры фундамента стыкуют с арматурой колонны дуговой сваркой или внахлестку, без сварки. Стыки устраивают выше уровня пола. В пределах фундамента выпуски арматуры соединяют в каркасы хомутами и доводят до бетонной подготовки.

Расчет фундамента состоит из двух частей: расчета основания (определяют форму и размеры подошвы) и тела фундамента (высоту фундамента, размеры его ступеней и сечения арматуры).

■ Расчет основания фундамента. Определение размеров подошвы фундамента производят при допущении, что реактивное давление на грунт по подошве фундамента распределяется по линейному закону, например при центральном нагружении по прямоугольной эпюре (рис. 47). В действительности распределение давления зависит от свойств грунта, жесткости фундамента и имеет более сложный характер. Однако, как показали

исследования, принятое допущение упрощает расчет и не приводит к ошибкам.

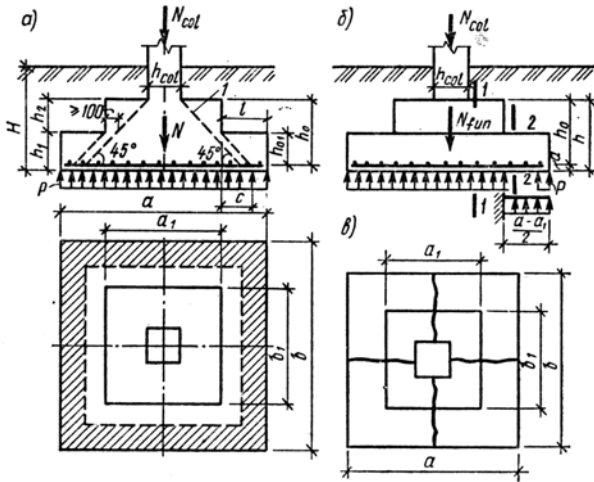


Рисунок 47

Рис. 10.3. К расчету отдельных центрально нагруженных фундаментов:

1 — пирамида продавливания

Нагрузками, создающими давление на грунт, являются продольная сила N_{col} , передаваемая колонной, и собственный вес фундамента, включая вес грунта на его ступенях N_{fin} . Площадь подошвы A должна быть подобрана так, чтобы среднее давление под подошвой не превышало расчетного давления на грунт R [4]:

$$(N_{col} + N_{fin}) / A \leq R$$

Значение продольного усилия принимают с коэффициентом надежности по нагрузке $\gamma_f=1$, поскольку расчет основания производят по деформациям. Обозначив глубину заложения подошвы фундамента H и принимая нагрузку от средней плотности материала фундамента и грунта на его ступенях $\gamma_m=20$ кН/м³, из (10.1) получают

$$(N_{col} + AH\gamma_m) / A \leq R$$

откуда

$$A \geq N_{col} / (R - \gamma_m H)$$

По найденной площади устанавливают размеры сторон подошвы фундамента, округляя их в большую сторону до значения, кратного 30 см, если применяют металлическую инвентарную опалубку, и 10 см при использовании неинвентарной опалубки.

Далее переходят к расчету прочности тела фундамента.

■ **Расчет тела фундамента.** Высоту фундамента определяют из условия его прочности на продавливание в предположении, что продавливание происходит по поверхности пирамиды, боковые стороны которой начинаются у колонны и наклонены под углом 45° к вертикали* (рис. 47 а). В качестве расчетной продавливающей силы F принимают силу N_{col} за вычетом отпора

Примечание [Д82]: Как выделять (Попов199)

* Если основание пирамиды продавливания выходит за пределы основания фундамента, то расчет на продавливание не производят.

грунта p , распределенного по площади нижнего основания пирамиды продавливания. При квадратной колонне со стороной h_{col} площадь нижнего основания будет $(h_{col}+2h_0)^2$, тогда

$$F = N_{col} - p(h_{col} + 2d)^2$$

где N_{col} — расчетное продольное усилие, передаваемое колонной на фундамент, вычисляемое при $\gamma_f > 1$; p - отпор грунта от расчетного продольного усилия без учета веса фундамента и грунта на его ступенях, d - рабочая высота.

Условие прочности на продавливание имеет вид (6.3), где u_m - среднее арифметическое между периметрами верхнего и нижнего основания пирамиды продавливания,

$$u_m = [4h_{col} + 4(h_{col} + 2d)] / 2 = 4(h_{col} + d)$$

Рабочая высота центрально-нагруженного фундамента с квадратной подошвой может быть вычислена по приближенной формуле, выведенной из условия (6.3) с учетом (10.3) и (10.4):

$$d = \left[-\frac{h_{col}}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{N_{col}}{f_{cd} + p}} \right]$$

тогда полная высота фундамента будет $h=d+c$ (рис.47б).

Проверку фундамента на продавливание следует производить не только по всей высоте, но и под каждой из ступеней.

Если в стакан фундамента устанавливают сборную колонну, то его глубина (м) должна также удовлетворять конструктивным требованиям обеспечения жесткого защемления колонны в фундаменте и достаточной анкеровки продольной арматуры [6]:

$$h_{soc} \geq (1 - 1,5)h_{col} + 0,05$$

$$h_{soc} \geq l_{an} + 0,05$$

где l_{bd} - длина анкеровки арматуры колонны в стакане фундамента, $l_{an} = (20 \dots 30)d$.

Определив высоту фундамента из расчета на продавливание [см. формулу (10.5)] и конструктивных требований, принимают большую из них. При $h \leq 450$ мм фундамент выполняют одноступенчатым, при $450 \text{ мм} < h \leq 900$ мм - двухступенчатым и при $h > 900$ мм - трехступенчатым.

Причинами разрушения фундаментов под сборные колонны могут также быть продавливание дна стакана (см. рис. 46 а) и раскалывание фундамента (рис. 47 в). Это имеет место при отсутствии надежного сопряжения колонны с фундаментом из-за некачественного омоноличивания стыка и т. п. Проверку дна стакана на продавливание осуществляют по формуле (6.3), по аналогии с изложенным ранее. Проверку фундамента на раскалывание (рис. 47б) делают из условия [11]

$$N_{col} \leq 2\mu\gamma_1 A_1 f_{cd}$$

где μ - коэффициент трения бетона по бетону, $\mu = 0,75$; γ_1 - коэффициент условия работы фундамента в грунте, $\gamma_1 = 1,3$; A_1 - площадь вертикального сечения фундамента в плоскости, проходящей по оси сечения колонны, за вычетом площади стакана.

Ступени фундамента работают под воздействием реактивного давления грунта p снизу, подобно консолям, заделанным в массив фундамента (рис. 47б). Поскольку фундамент не имеет поперечной арматуры, высота нижней ступени должна быть также проверена на прочность по наклонному сечению по условию восприятия поперечной силы бетоном [см. формулу (4.47)]:

$$V = p(l - c)b \leq 1,5f_{ct}bd^2 / c$$

где правую часть неравенства принимают не менее $0,6R_{bt}bd$ и не более $2,5f_{ct}bd$; c - длина проекции рассматриваемого наклонного сечения (рис.47а).

Армирование фундамента по подошве определяют расчетом по нормальным сечениям 1-1, 2-2; значения изгибающих моментов в этих сечениях как для консольных балок:

$$M_{1-1} = 0,125p(a - h_{col})^2b$$

$$M_{2-2} = 0,125p(a - a_1)^2b$$

Требуемую площадь арматуры, воспринимающую растягивающие напряжения при изгибе в сечении 1-1 на всю ширину фундамента, определяют из условия $M_{1-1} = f_{yd} A_{s1}z_1$, приняв $z_1 \approx 0,9h_0$:

$$A_{s1} = M_{1-1} / (0,9d f_{yd})$$

аналогично для сечения 2—2

$$A_{s2} = M_{2-2} / (0,9d f_{yd})$$

Из двух значений A_{s1} и A_{s2} выбирают большее, по которому и производят подбор диаметра и количества стержней. Вначале задаются шагом стержней, затем определяют их количество, на единицу больше числа шагов. Деля A_s на число стержней, получают требуемую площадь одного стержня, по которой подбирают диаметр. При ширине подошвы фундамента более 3 м в целях экономии стали половину стержней можно не доводить до конца на $1/10$ длины в каждую сторону.

■ Внецентренно нагруженные фундаменты. Фундаменты под внецентренно сжатые колонны испытывают воздействие нормальной силы N , изгибающего момента M и поперечной силы V (рис. 48а). При небольших моментах фундаменты проектируют квадратными в плане, при значительных — прямоугольными с большим размером в плоскости действия момента.

Требуемую площадь фундамента определяют предварительно по формуле (10.2) с коэффициентом 1,2...1,6, учитывающим влияние момента:

$$A = (1,2...1,6)N_{col} / (R - \gamma_m H). \quad (10.13)$$

Вычислив площадь подошвы фундамента и задавшись соотношением сторон $b/a = (0,6...0,8)$, определяют a и b . Затем находят максимальное и минимальное давление под краем подошвы в предположении линейного распределения напряжений в грунте (рис. 48 б...г):

$$p_{\min, n}^{\max, n} = \frac{N_{tot}}{A} \pm \frac{M_{tot}}{W} = \frac{N_{tot}}{ab} \left(1 \pm \frac{6e_0}{a} \right)$$

где N_{tot} , M_{tot} - нормальная сила и изгибающий момент при $\gamma_f = 1$ на уровне подошвы фундамента,

Примечание [Д83]: стр201П
опов

$$N_{tot} = N_{col} + A\gamma_m H$$

$$M_{tot} = M_{col} + Q_{col}h$$

e_0 - эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести подошвы фундамента, $e_0 = M_{tot}/N_{tot}$; W - момент сопротивления подошвы фундамента, $W = ba^2/6$.

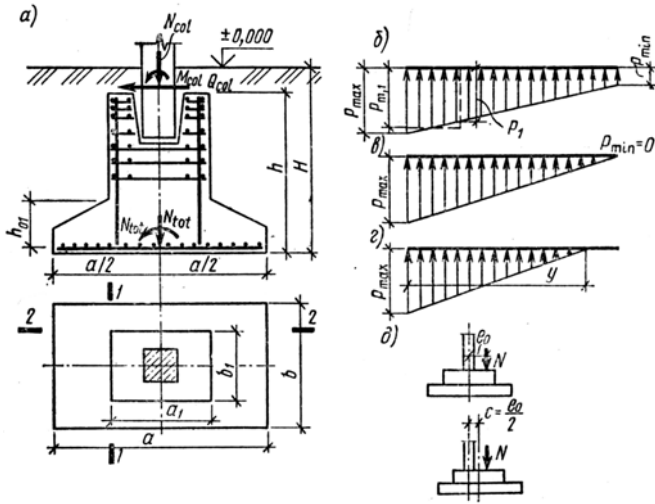


Рисунок 48

Рис. 10.4. Отдельный внецентренно нагруженный фундамент с повышенным стаканом

Максимальное краевое давление p_{max} на грунт не должно превышать $1,2R$ (для исключения возникновения в грунте пластических деформаций), а среднее давление p_m - не превышать R . В промышленных зданиях с мостовыми кранами грузоподъемностью более 75 т принимают $p_{min} \geq 0,25p_{max}$ (см. рис. 48б), а грузоподъемностью менее 75 т - $p_{min} \geq 0$ (см. рис. 48в), т. е. не допускается отрыв фундамента от грунта. Последнее требование будет соблюдаться, если $a \geq 6e_0$. В зданиях без кранов допускается выключение из работы не более $1/4$ подошвы фундамента (см. рис. 48г). Для уменьшения эксцентриситета при больших изгибающих моментах целесообразно сместить фундамент относительно колонны (см. рис. 48д). Очевидно, при смещении на e_0 фундамент будет нагружен центрально. Обычно принимают $c = e_0/2$.

Высоту внецентренно нагруженного фундамента, как и центрально нагруженного, определяют из условия продавливания (10.5) и конструктивных требований (10.6). Высота нижней ступени и дно стакана должны быть проверены расчетом на продавливание; нижнюю ступень, кроме того, проверяют по условию (10.8) восприятия поперечной силы одним бетоном. Фундаменты под сборные колонны рассчитывают на раскалывание по обеим осям.

Для определения площади арматуры нижней части фундамента находят отпор грунта от расчетных нагрузок N_{col} , M_{col} , V_{col} , передаваемых колонной без учета веса фундамента, при $\gamma_f > 1$:

$$M = M_{col} + V_{col}h;$$

$$e_0 = M / N_{col};$$

$$p_{min}^{max} = \frac{N_{col}}{ab} \left(1 \pm \frac{6e_0}{a} \right).$$

Затем вычисляют изгибающие моменты по граням колонны и уступов фундамента, как в консольной плите:

- в направлении действия момента - от среднего давления на этих участках (рис. 486): для сечения 1-1

$$M_{1-1} = p_{m1}(a - a_1)^2 b / 8,$$

где $p_{m1} = (p_{max} + p_1) / 2;$

- в направлении, перпендикулярном плоскости действия момента, от давления $p_m = N_{col} / (ab);$ для сечения 2-2

$$M_{2-2} = p_m(b - b_1)^2 a / 8.$$

После определения моментов подсчитывают требуемое количество арматуры в каждом направлении по формуле

$$A_{si} = M / (0,9d f_{yd}),$$

где d - расчетная высота рассматриваемого сечения.

§ 8.3. Ленточные фундаменты

- Ленточные фундаменты устраивают под сплошные стены (см. рис. 496) и под рядами колонн в виде отдельных (рис. 496) или перекрестных лент (рис. 49а).

■ **Ленточные фундаменты под стенами.** Их обычно делают сборными, собираемыми из отдельных блоков-подушек, на которые опираются фундаментные блоки.

Примечание [Д84]: Как выделять(Попов204)

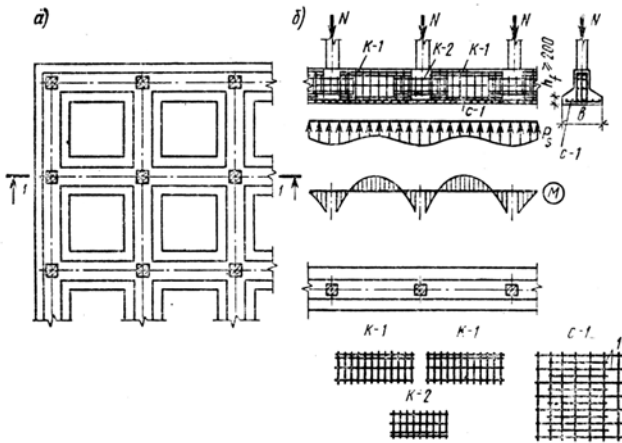


Рисунок 49

Рис. 10.5. Ленточные фундаменты под колонны: 1— рабочая арматура

Блоки-подушки могут быть сплошные - прямоугольного и трапециевидного профилей, ребристые и пустотные. Наибольшее распространение получили сплошные блоки трапециевидного профиля. Они

имеют простую геометрическую форму, армируются понизу одной сеткой и поэтому более просты в изготовлении, чем блоки других типов. Блоки-подушки укладывают вплотную и с зазором. Ширину их определяют из расчета основания - делением нормативной нагрузки на сопротивление грунта. Расчет прочности подушки производят только в поперечном направлении, рассматривая выступы как консоли, загруженные реактивным давлением грунта p (без учета массы подушки и грунта на ней). Площадь арматуры подбирается по моменту $M=pl^2/2$, где l — вылет консоли (см. рис. 45 б).

Толщину сплошной подушки h назначают из условия восприятия поперечной силы $V=pl$ одним бетоном (без поперечного армирования), принимая ее не менее 200 мм.

■ Ленточные фундаменты под рядами колонн (рис. 49а, б). Их выполняют обычно монолитными, таврового сечения с полкой понизу. В продольном направлении отдельная лента работает на изгиб, как балка, находящаяся под воздействием сосредоточенных нагрузок от колонн и отпора грунта снизу. Ребра армируют подобно неразрезным балкам. Продольную арматуру определяют расчетом прочности нормальных сечений на изгибающий момент, поперечную - расчетом наклонных сечений на поперечную силу. Фундаменты армируют сварными или вязаными каркасами. При армировании сварными каркасами в ребре должно быть не менее двух каркасов при $b < 400$ мм, не менее трех - при $b = 400 \dots 800$ мм и не менее четырех - при $b > 800$ мм. Плоские каркасы объединяют в пространственные. Для этого к верхним продольным стержням приваривают соединительные стержни или на них укладывают сварные сетки.

Поскольку в процессе возведения и эксплуатации сооружения возможно неравномерное загрузление фундамента и его неравномерная осадка, в ребрах укладывают непрерывную продольную верхнюю и нижнюю арматуру в количестве $g = 0,2 \dots 0,4$ %.

Свесы полок тавра работают под воздействием отпора грунта как консоли, защемленные в ребре. Толщину полки назначают из условия, чтобы в ней не требовалась арматура для восприятия поперечной силы. Для армирования полок целесообразно применять сварные сетки с рабочей арматурой в двух направлениях. При этом поперечные стержни используют как арматуру полки, а продольные включают в площадь нижней рабочей арматуры.

При расчете фундаментные ленты большого поперечного сечения и сравнительно малой длины при небольших расстояниях между колоннами можно считать абсолютно жесткими, поскольку деформации конструкции малы по сравнению с деформациями основания. Распределение давления по подошве таких фундаментов можно приближенно принимать по линейному закону.

Абсолютно жесткий ленточный фундамент рассчитывают как статически неопределимую балку, на которую сверху действует нагрузка от колонн, а снизу - реактивный отпор грунта. Размеры площади подошвы фундамента в этом случае устанавливают как для фундаментов, нагруженных внецентренно (или центрально) вдоль ленты. При симметричном загрузлении ленты вдоль ее оси эпюра давления на грунт имеет вид прямоугольника, при несимметричном - трапеции.

Фундаментные ленты большой длины, загруженные колоннами, расположенными на значительных расстояниях, считаются гибкими, поскольку их перемещения соизмеримы с перемещениями основания. Железобетонные гибкие ленточные фундаменты рассчитывают как балки на упругом основании. При этом широкое применение нашли два метода расчета. Метод, основанный на гипотезе Винклера, предполагает, что величина осадки в какой-либо точке основания прямо пропорциональна давлению, приложенному к этой точке и не зависит от осадки других точек. Согласно другому методу грунт рассматривают как однородное упругое тело, бесконечно простирающееся вниз и в стороны и ограниченное сверху плоскостью. Такое основание принято называть упругим полупространством. Расчет железобетонных ленточных фундаментов как балок на упругом основании и упругом полупространстве детально разработан и изложен в специальной литературе [18].

Примечание [Д85]: метод на упругом основании...

§ 8.4. Сплошные фундаменты

- Конструктивные решения сплошных фундаментов аналогичны решениям монолитных железобетонных перекрытий и могут проектироваться как ребристые или безбалочные плиты, загруженные снизу отпором грунта, а сверху - сосредоточенными или распределенными нагрузками от колонн или стен.

В ребристых плитах ребра располагают сверху или снизу плиты. Последнее решение предпочтительнее, особенно в зданиях с подвалом, поскольку в этом случае не требуется устройства опалубки ребер (бетон можно укладывать в траншеи) и упрощается устройство пола подвала. Безбалочные плиты целесообразны при сетке колонн, близкой к квадратной (см. рис. 45 б). Применяют также коробчатые (рамные) фундаменты под многоэтажные здания и некоторые другие высокие сооружения. Они состоят из верхней и нижней плит и системы продольных и поперечных вертикальных ребер (диафрагм).

Особенности расчета сплошных фундаментов изложены в [18].

§ 8.5. Свайные фундаменты

- Свайные фундаменты применяются при возведении зданий и сооружений на грунтах с недостаточной несущей способностью. Они состоят из группы свай, объединенных поверху ростверком - железобетонной плитой (балкой). По сравнению с фундаментами на естественном основании применение свайных фундаментов уменьшает объем земляных работ, снижает трудоемкость нулевого цикла, облегчает производство работ в зимнее время.

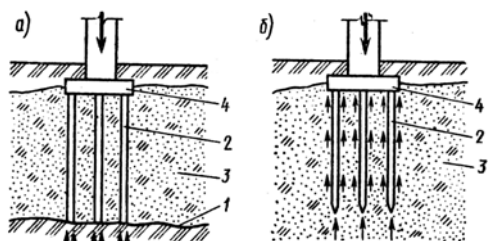


Рисунок 50

Рис. 10.6. Схема свайного фундамента: а - на сваях-стойках, б — на висячих сваях; 1-твердый грунт; 2-сваи; 3-рыхлый грунт; 4-ростверк

• По характеру работы различают *сваи-стойки*, опирающиеся на твердый грунт, и *висячие сваи*, нагрузка от которых воспринимается грунтом как по площади поперечного сечения сваи, так и силами трения по ее боковой поверхности (рис. 50). В отечественной практике известно более 150 видов свай, отличающихся материалом, способом устройства и т. п., однако наибольшее распространение получили железобетонные сваи.

• По форме поперечного сечения различают железобетонные сваи *сплошные и полые (пустотелые и сваи-оболочки)*. При диаметре поперечного сечения до 800 мм и наличии внутренней полости сваи называют пустотными, при диаметре более 800 мм - сваями-оболочками. При небольших нагрузках широко применяют сваи квадратного сплошного сечения (цельные и составные) размером от 200X200 мм до 400X400 мм, длиной 3...16м без предварительного напряжения продольной арматуры и 3...20м с предварительным напряжением. Сваи без предварительного напряжения изготавливают из бетона класса $C^{12}/_{15}$, арматуры классов S400, диаметром не менее 12 мм. В верхней части сваи, непосредственно воспринимающей удар молота, устанавливают 4...5 сеток из арматурной проволоки на расстоянии 5 см друг от друга. В средней части располагают две строповочные петли. Шаг поперечной (спиральной) арматуры принимают у концов сваи 50 мм, в средней части 100...150 мм (рис. 50). Сваи с предварительно напряженной продольной арматурой изготавливают из бетона $C^{20}/_{25}$ - $C^{25}/_{30}$; по сравнению со сваями без предварительного напряжения арматуры они экономичней (по расходу арматуры) и поэтому предпочтительней. Полые круглые сваи и сваи-оболочки применяют при больших нагрузках. Их изготавливают звеньями длиной 2...6 м. Стыки звеньев могут быть болтовыми, сварными или на вкладышах.

Примечание [Д86]: на которые(было)

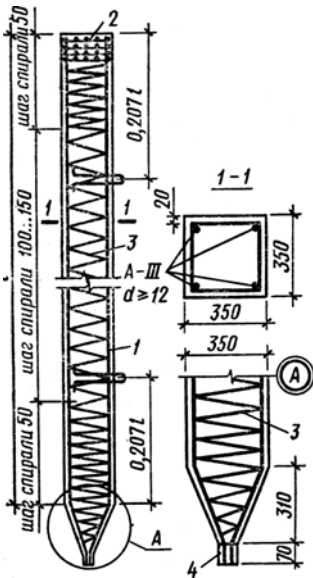


Рисунок 51

Рис. 10.7. Железобетонная свая:

1 - продольная арматура; 2 - арматурные сетки; 3 - поперечная арматура; 4 - сварной шов

Несущая способность фундаментов на сваях-стойках (при любой их расстановке в плане) равна сумме несущих способностей отдельных свай, а несущая способность свайных фундаментов на висячих сваях зависит от числа свай, их расстановки в плане, формы, размеров поперечного сечения и длины.

Сваи и свайные фундаменты рассчитывают по предельным состояниям. По предельным состояниям первой группы определяют несущую способность свай по грунту, прочность материала свай и ростверков [27]; по предельным состояниям второй группы рассчитывают осадки свайных фундаментов, образование и раскрытие трещин в железобетонных фундаментах и ростверках. Помимо этого сваи рассчитывают по прочности на восприятие усилий, возникающих при монтаже, транспортировке, а также при выемке свай из пропарочных камер.

Т Е М А № 9

Одноэтажные промышленные здания

§ 9.1. Виды одноэтажных промышленных зданий

Промышленные здания проектируют одноэтажными и многоэтажными. В настоящее время в отечественной индустрии наибольшее распространение получили одноэтажные промышленные здания — их доля в общем объеме промышленных зданий составляет около 70 %. В одноэтажных зданиях размещают производства с тяжелым и громоздким оборудованием, которое нельзя разместить на перекрытиях многоэтажных зданий, так как они получатся слишком мощными и неэкономичными. Условия размещения и эксплуатации оборудования, а также необходимость изменения в будущем технологического процесса требуют крупной сетки колонн и большой высоты здания. Одноэтажные здания во многих случаях оборудуют мостовыми и подвесными кранами значительной грузоподъемности, создающими большие усилия в несущих элементах здания. Одноэтажные здания широко распространены в металлургической, машиностроительной, других отраслях промышленности.

- Существуют следующие разновидности одноэтажных промышленных зданий: *однопролетные и многопролетные; здания без мостовых кранов (50 %), с подвесными (15 %) и с мостовыми кранами (35 %); здания с фонарями и бесфонарные; здания со скатной и малоуклонной кровлей.*

- Рекомендуется проектировать одноэтажные промышленные здания *прямоугольными в плане, с одинаковыми пролетами, без перепадов высот во избежание снеговых мешков.*

Вопрос о выборе материала несущего каркаса должен решаться на основе технико-экономического анализа. Основным материалом для одноэтажных промышленных зданий является сборный железобетон. Из него возводят здания, обеспечивающие 85 % производственных площадей, тогда как из металла - лишь 12 %, а из других материалов - 3 %. Стальные несущие конструкции рекомендуют применять при больших пролетах и высотах здания ($H \geq 18\text{м}$), в зданиях с тяжелым крановым оборудованием, при необходимости установки мостовых кранов в двух ярусах, строительстве в отдаленных районах и т. п.

Возможно применение в одном здании железобетонных и металлических несущих конструкций (например, колонн из железобетона, стропильных конструкций и подкрановых балок из стали).

§ 9.2. Конструктивные схемы зданий

- *Современные одноэтажные производственные здания* в подавляющем большинстве случаев решаются по каркасной схеме. Каркас здания может быть образован из плоских элементов, работающих по балочной схеме (стропильных конструкций — ригелей, на которые опираются плиты покрытия, и колонн,

заделанных в фундаменты), или включать в себя пространственную конструкцию покрытия (в виде оболочек, опертых на колонны). Оболочки более эффективны в работе, позволяют перекрывать большие пролеты, дают экономию бетона и арматуры до 30 %, но пока более сложны в производстве работ и требуют в ряде случаев специальных устройств (эстакад) при оборудовании здания мостовыми кранами. Балочная схема проще, обеспечена обширной производственной базой и получила широкое распространение.

Пространственный каркас здания (рис. 52, а) условно расчленяют на поперечные и продольные рамы, каждая из которых воспринимает горизонтальные и вертикальные нагрузки.

Основным элементом каркаса является поперечная рама, состоящая из колонн, заземленных в фундаментах, ригелей (фермы, балки, арки) и покрытия под ним в виде плит (рис. 52, б). Плиты покрытия привариваются к ригелям не менее чем в трех точках с помощью закладных деталей, швы тщательно замоноличиваются, при этом покрытие образует жесткий в своей плоскости диск. Ригели обычно соединяются с колонной шарнирно. В этом случае достигается простота монтажа и независимая типизация ригелей и колонн, поскольку при таком соединении приложенная к ригелю нагрузка не вызывает в стойках изгибающих моментов. Поперечная рама воспринимает нагрузку от массы покрытия, снега, кранов, стен, ветра и обеспечивает жесткость здания в поперечном направлении.

В продольную раму включается один ряд колонн в пределах температурного отсека и продольные конструкции: подкрановые балки, вертикальные связи, распорки по колоннам и конструкции покрытия (рис. 52, в). Продольная рама обеспечивает жесткость здания в продольном направлении и воспринимает нагрузки от продольного торможения кранов и ветра, действующего в торец здания.

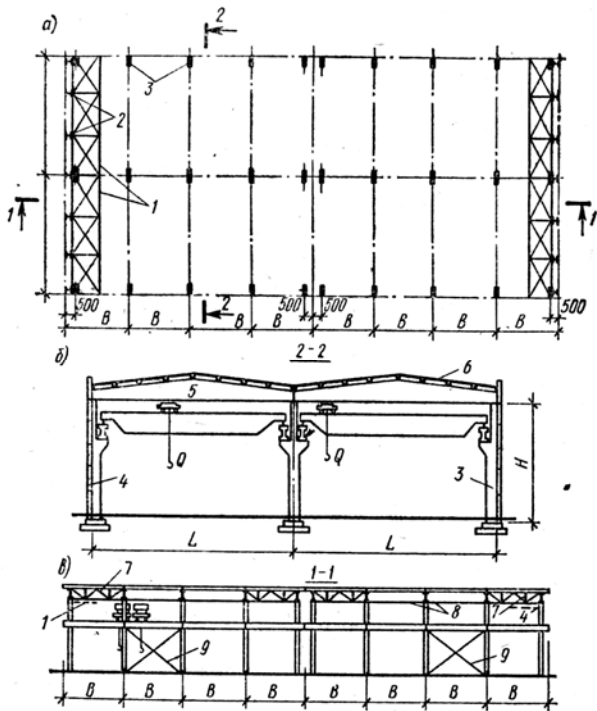


Рисунок 52

Рис. 11.1. Конструктивная схема одноэтажного промышленного здания и система связей:

1 - горизонтальные связевые фермы; 2 - стойки торцового фахверка; 3 - колонна; 4 - стеновые панели; 5 - стропильные конструкции; 6 - плиты покрытия; 7 - вертикальные связи на опорах стропильных конструкций; 8 - распорки по верху колонны; 9 — вертикальные связи по колоннам

К элементам каркаса относятся также фахверковые колонны, несущие нагрузку от стеновых панелей и воспринимаемого ими ветра. Стеновые панели могут быть навесными и самонесущими. При разработке конструктивной части проекта одноэтажного промышленного здания инженеру приходится решать ряд вопросов, основными из которых являются: выбор и компоновка конструктивной схемы, статический расчет поперечной рамы, стропильных и подстропильных конструкций, плит покрытия, колонн, фундаментов и их конструирование.

§ 9.3. Компоновка конструктивной схемы здания

• В задачу компоновки конструктивной схемы входят: выбор сетки колонн и внутренних габаритов здания; компоновка покрытия; разбивка здания на температурные блоки; выбор схемы связей, обеспечивающих пространственную жесткость здания, и т. п.

■ Выбор сетки колонн и внутренних габаритов здания. С целью

сокращения количества типоразмеров конструкций установлены единые унифицированные сетки колонн $L \times B$ для различных объемно-планировочных решений зданий, выполняемых в железобетоне: для зданий без мостовых кранов: 12x6, 18x12, 24x12 м при высотах здания $H = 3,6...14,4$ м через 1,2 м; для зданий с мостовыми кранами: 18x12, 24x12, 30x12 м при $H=8,4...18$ м через 1,2 м.

Примечание [Д87]: А где: «при >16?м – шаг 1,8м»

Сетка колонн увязывается с технологией производственного процесса и выбирается на основании технико-экономического анализа; 75 % всех одноэтажных производственных зданий имеют сетку колонн 18x12 и 24x12м. Применение пролетов 18...30 м при шаге 12 м позволяет организовать технологический процесс для большинства производств при достаточно эффективном использовании полезных площадей и сократить количество монтажных единиц. Более крупная сетка оправдана, когда удорожание строительных конструкций компенсируется экономией производственных площадей или другими технологическими преимуществами (более удобное обслуживание и т. п.), например переход с сетки 24x12 на 24x24 м приводит к удорожанию строительства на 4...7 % и экономии площадей на 4 %.

Если в зданиях имеется подвесной транспорт, воздуховоды, подвесные потолки и т. п., то шаг ригелей устанавливают с учетом дополнительных затрат, связанных с устройством этих конструкций. В этих случаях более экономичным может оказаться шаг ригелей 6 м.

В целях обеспечения максимальной типизации элементов каркаса приняты следующие привязки к продольным и поперечным координационным (разбивочным) осям:

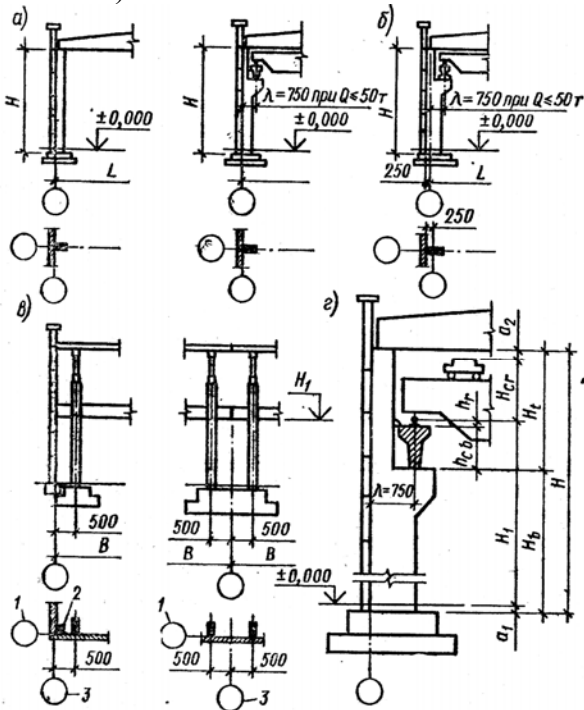


Рисунок 53

Рис. 11.2. Привязки колонн к координационным осям (а...в) и определение размеров колонны по высоте (г):

1 - ось продольного ряда; 2 - стойка фахверка; 3 - ось поперечного ряда

• колонн крайних рядов к продольным координационным осям (рис.53а,б):

- нулевая привязка - в зданиях без мостовых кранов ($B = 6...12$ м) и в зданиях с мостовыми кранами при шаге колонн $B=6$ м, $Q \leq 30$ т, $H \leq 16,2$ м;
- привязка 250 мм - при $B=6$ м, $Q > 30$ т, $H > 16,2$ м и во всех случаях при $B \geq 12$ м;

• геометрические оси средних колонн совмещаются с продольными координационными осями;

• привязка колонн в торце здания и у температурного шва к координационной оси показана на рис. 53 е.

Высота здания определяется технологическими условиями и назначается исходя из заданной отметки верха кранового рельса. Остальные размеры колонны по высоте определяются согласно рис. 53 г:

$$H_b = H_1 - h_r - h_{cb} + a_1;$$

$$H_t = H_{cr} + h_r + h_{cb} + a_2;$$

$$H = H_b + H_t.$$

Кроме того, полную высоту колонн H необходимо назначать с учетом размещения типовых стеновых панелей и оконных переплетов по высоте.

При наличии железобетонных подстропильных конструкций высота верхней части колонн уменьшается на 600 мм.

■ **Компоновка покрытия.** Плоские покрытия компонуют по двум схемам: беспрогонной и прогонной. При беспрогонной схеме плиты покрытия укладывают по ригелям поперечных рам и крепят с помощью сварки закладных деталей. Приварку каждой панели к ригелю производят в трех точках. Длину опирания продольных ребер на несущие конструкции принимают для плит пролетом 6 м — не менее 80 мм, 12 м — не менее 100 мм. Швы между плитами замоноличивают бетоном.

Такая схема сокращает трудоемкость монтажа и дает экономию бетона и арматуры. При прогонной схеме прогоны прямоугольного или таврового сечения крепят к ригелям, а по ним укладывают железобетонные плиты пролетом 1,5...3 м. Последняя схема более трудоемка и применяется редко (главным образом при реконструкции или малых объемах работ).

При решении покрытия по беспрогонной схеме возможно поперечное (рис. 53 а...в) и продольное (рис. 53 г) расположение ригелей.

При поперечном расположении ригелей покрытие может быть запроектировано без подстропильных конструкций (рис. 53а) (ригели укладываются только по колоннам с шагом 6 или 12 м), с подстропильными конструкциями (рис. 53б) (ригели с шагом 6 м укладывают по подстропильным балкам или фермам, имеющим пролет 12...18 м) и по комбинированной схеме (рис. 53в), при которой крайние колонны имеют шаг 6 м и являются опорами для ригелей, средние колонны устанавливают через 12 м и имеют поверху подстропильные конструкции для опирания ригелей.

В зданиях с мостовыми кранами и бескрановых зданиях без подвесных

Примечание [Д88]: беспрогонная схема

Примечание [Д89]: прогонная схема

Примечание [Д90]: надо: подстропильных

потолков экономически целесообразно применять покрытия без подстропильных конструкций с шагом ригелей (пролетом плит покрытия) 12 м. Покрытия с подстропильными конструкциями при шаге колонн 12 м применяют главным образом при наличии подвесного транспорта или подвесных потолков, а также во всех случаях при шаге колонн 18 м.

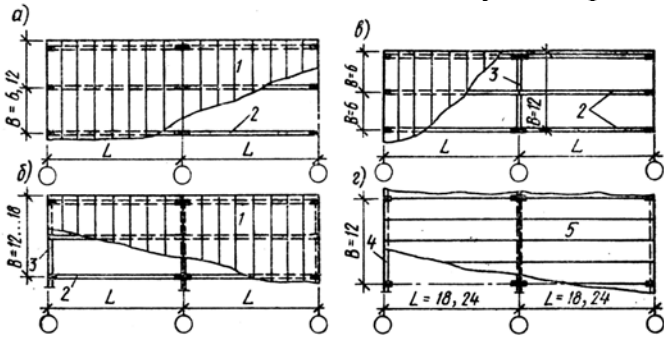


Рисунок 54

Рис. 11.3. Варианты компоновки покрытия (размеры в м):

1 — плиты покрытия; 2 — стропильные конструкции; 3 — подстропильные конструкции; 4 — продольные стропильные конструкции; 5 — плиты покрытия «на пролет»

При продольном расположении стропильных конструкций их укладывают на колонны по продольным осям, а плиты покрытия размером 3x18 или 3x24 м - поперек пролета. Трудоемкость монтажа покрытий такого типа примерно на 20 % ниже, чем при поперечном расположении ригелей.

Тип стропильных конструкций можно выбирать, руководствуясь следующими рекомендациями:

- а) стропильные балки применяют при пролетах до 18 м включительно, а в отдельных случаях и при пролете 24 м;
- б) стропильные фермы - при пролетах 18...24 м и допускаются при пролете 30 м;
- в) стропильные арки - при пролетах 30...36 м и более.

■ Разбивка здания на температурные блоки. Вследствие больших размеров промышленных зданий в плане и непрерывности покрытия, представляющего единую жесткую плиту, изменения температуры наружного воздуха вызывают заметные деформации (удлинения и укорочения) поперечных и продольных ригелей, подкрановых балок и т. п. Усадка бетона приводит к аналогичным деформациям укорочения элементов. Эти деформации приводят к возникновению значительных дополнительных усилий в колоннах (рис. 54), которые могут вызвать образование чрезмерных трещин и разрушение части элементов.

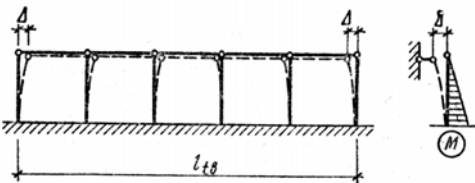


Рисунок 55

Рис. 11.4. Схема деформаций продольной рамы от температурных и усадочных

воздействий

Для уменьшения такого рода усилий в конструкциях предусматривают температурно-усадочные швы, устраиваемые на спаренных колоннах с доведением шва до верха фундамента (см. рис. 53 в).

Если расстояние между швами не превышает определенных значений, а ригели покрытия относятся к 3-й категории по трещиностойкости, то расчет на температурные воздействия может не производиться. В этом случае максимально допустимое расстояние l_{tb} между швами составляет в отапливаемых одноэтажных промышленных зданиях из сборного железобетона 72 м, в неотапливаемых - 48 м. В ряде случаев оказывается целесообразным рассчитывать каркас на температурные воздействия и увеличивать l_{tb} . Это дает экономию за счет уменьшения числа поперечных рам.

Примечание [Д91]: не знал

Температурные Δ_t и усадочные Δ_{sh} деформации в пределах блока вычисляются по формулам

$$\Delta_t = \alpha_{bt} l_{tb} \Delta t^\circ; \quad \Delta_t = \alpha_{bt} l_{tb} \Delta t^\circ; \quad \Delta_{sh} = \alpha_{sh} l_{tb},$$

$$\Delta_{sh} = \alpha_{sh} l_{tb},$$

где α_{bt} - коэффициент линейной температурной деформации бетона, равный $1 \cdot 10^{-5}$ 1/град; α_{sh} - коэффициент линейной усадки бетона, равный $15 \cdot 10^{-5}$; Δt° - максимальный расчетный перепад температуры.

Усилия в конструкциях, вызванные указанными деформациями, определяют методами строительной механики.

В тех случаях, когда здание возводится на площадке с разнородными грунтами, а также, когда его части имеют различную высоту и т. п. и возможно их неравномерное вертикальное смещение, устраивают осадочные швы. Ими разрезают здание, включая и фундаменты, чтобы обеспечить частям здания независимую осадку. Осадочные швы обычно совмещают с температурно-усадочными.

■ Обеспечение пространственной жесткости каркаса. Пространственной жесткостью здания или сооружения называют его способность сопротивляться воздействию горизонтальных нагрузок. Обеспечение пространственной жесткости имеет важное значение, поскольку чрезмерные перемещения каркаса могут привести к нарушению нормальной эксплуатации здания (работы кранов и т. п.).

• *Пространственная жесткость каркаса одноэтажного промышленного здания в поперечном направлении* обеспечивается расчетом и конструкцией поперечной рамы. Это объясняется тем, что специальные связи в этом случае установлены быть не могут, так как они препятствовали бы технологическому процессу. Поэтому основными факторами, обеспечивающими поперечную пространственную жесткость, являются заземление колонн в фундаментах и достаточная изгибная жесткость колонн.

• *Пространственную жесткость здания в продольном направлении* обеспечивать подобным образом нецелесообразно. Выгоднее уменьшить ширину сечения колонн, экономя бетон, а для обеспечения пространственной жесткости использовать вертикальные связи из стального проката (см. рис. 52

в), устанавливаемые по продольным рядам колонн в серединах температурных блоков (для снижения температурных усилий в колоннах). Такие связи, как правило, не препятствуют технологическому процессу. Они устраиваются на высоту от пола до низа подкрановых балок и привариваются к закладным деталям колонн. По конструкции вертикальные связи по колоннам бывают крестовые (одноярусные и двухъярусные) и порталные, устраиваемые обычно по внутренним рядам колонн. При такой конструкции необходимость в расчете продольной рамы отпадает, производится лишь расчет связей на действие ветровой нагрузки на торец здания и усилий продольного торможения мостовых кранов. В бескрановых зданиях небольшой высоты ($H < 9,6$ м) продольные связи не устанавливают.

• Помимо обеспечения пространственной жесткости здания в целом должна быть обеспечена *пространственная жесткость его отдельных элементов* (покрытия, фахверка и т. п.). Действующая на торец здания горизонтальная ветровая нагрузка передается со стеновых панелей через стойки фахверка на плиты покрытия (рис.56а). Сопряжение между плитами покрытия и колоннами осуществляется через ригели, обладающие малой

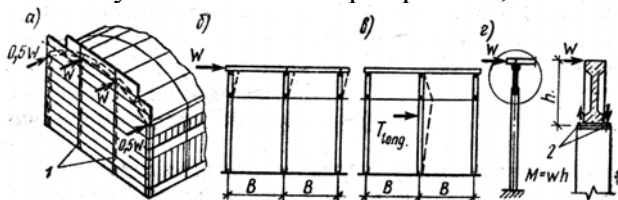


Рисунок 56

Рис. 11.5. Воздействие горизонтальных нагрузок на продольную раму и покрытие здания: 7 — стойки торцевого фахверка; 2 — сварные швы

жесткостью из своей плоскости. Поэтому при отсутствии связей горизонтальная сила, приложенная к покрытию, может вызвать чрезмерные перемещения ригелей (рис.56,б). Кроме того, сила продольного торможения крана может вызвать деформации отдельной колонны (рис.56 в). Для исключения этих явлений в торцах температурных блоков между колоннами устраивают вертикальные связевые фермы (из стальных уголков), обеспечивающие передачу усилия с покрытия на колонны. Поверху колонны связываются распорками (железобетонными или из уголков, см. рис. 52б). При небольшой высоте h (до 800 мм) ригелей на опорах и наличии жесткого опорного ребра допускается вертикальные связевые фермы не устанавливать, однако в этом случае сварные швы в сопряжении ригеля с колонной должны рассчитываться на момент $M = Wh$ (рис. 56 г).

Наряду с обеспечением устойчивости ригелей в целом из плоскости необходимо обеспечить устойчивость их сжатых поясов. При беспрогонной системе покрытия и отсутствии фонаря устойчивость верхних поясов обеспечивается плитами покрытия, приваренными к ригелям с последующим замоноличиванием швов. Таким путем достигается образование жесткого диска, и необходимость в дополнительных связях в плоскости покрытия отпадает. При наличии фонарей сжатый пояс ригеля имеет свободную длину,

равную ширине фонаря. Для исключения потери его устойчивости из плоскости по коньку устраивают распорки.

При достаточно больших высотах и пролетах здания на уровне низа стропильных конструкций или на уровне крановых путей устраивают горизонтальные связи в виде ферм из стальных уголков (см. рис. 52 а, в). Эти связи являются дополнительными опорами для стоек фахверка по высоте и передают ветровую нагрузку на продольные ряды основных колонн.

§ 9.4. Расчет поперечной рамы

• Целью статического расчета поперечной рамы является определение усилий и перемещений в ее элементах. Прежде всего устанавливают расчетную схему сооружения, значения нагрузок и места их приложения.

Поперечная рама состоит из колонн, заземленных в фундаментах, и шарнирно опирающихся на них ригелей. Рамы температурного блока связаны между собой покрытием. Сборные железобетонные плиты покрытия, соединенные сваркой закладных деталей и заливкой швов, представляют жесткую в своей плоскости диафрагму, обеспечивающую совместную работу поперечных рам. Если нагрузка приложена одновременно ко всем рамам блока (ветер, масса конструкций, снег), то рамы находятся в одинаковых условиях и расчет каждой из них может производиться независимо. Если же внешняя нагрузка приложена к одной или нескольким рамам (крановая), то незагруженные рамы будут оказывать сопротивление указанному воздействию (т.е. «помогать» загруженной раме). В этом случае нужно учитывать пространственную работу каркаса.

Поперечные рамы одноэтажных зданий рассчитывают на воздействие:

- постоянных нагрузок—массы покрытия, навесных стен, собственной массы каркаса и т. п.;
- временных нагрузок (длительных). К *длительным временным* относятся нагрузки от массы стационарного оборудования, одного мостового крана с коэффициентом 0,6 и часть снеговой нагрузки.
- временных нагрузок (кратковременных). *Кратковременными временными* считают ветровую, нагрузку от двух сближенных кранов, часть снеговой и т. п.

Примечание [Д92]: такое еще есть?

Примечание [Д93]: Такое еще есть?

В необходимых случаях при расчете рам следует учитывать также особые воздействия: сейсмические; воздействия, вызванные авариями технологического оборудования; просадкой грунтового основания и т. п. Расчет рамы выполняют на основные и особые сочетания нагрузок [2].

■ Нагрузки на поперечную раму.

• *Постоянная нагрузка* от массы покрытия передается на колонну как вертикальное опорное давление ригеля и для крайней колонны составляет

$$N_g = gBL/2 + G/2,$$

где g - расчетная нагрузка от массы кровли и плит покрытия, кН/м²;

G — нагрузка от массы ригеля (принимают по справочным данным).

Примечание [Д94]: Как выделять(Попов221)

Постоянная нагрузка для средней колонны составит $2N_g$.

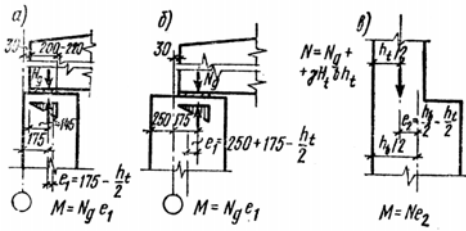


Рисунок 57

Рис. 11.6. К определению эксцентриситетов передачи нагрузки от покрытия на колонну

Исследованиями установлено, что это давление приложено на расстоянии трети длины опоры от внутренней ее грани (рис.57а,б). Расстояние от N_g до продольной координационной оси может быть принято 175 мм (внутри здания). Эксцентриситет приложения этой нагрузки в верхней части колонны при нулевой привязке будет (рис.57а) $e_1 = 175 - h_t/2$, при привязке 250 мм (рис.57б) – $e_2 = 175 + 250 - h_t/2$, в нижней подкрановой части - $e_2 = (h_b - h_t)/2$ (рис.57 в). Очевидно, в этих сечениях возникнут моменты $M = N_g e_1$ и $M = N e_2$.

Продольная сила от навесных стеновых панелей N_{wp} передается на колонну в местах опирания панелей-перемычек с эксцентриситетом, равным полусумме толщины стены и высоты сечения колонны.

• Расчетная снеговая нагрузка на покрытие

$$S = S_0 \mu \gamma_f,$$

где S_0 - нормативный вес снегового покрова, устанавливаемый в соответствии с нормами [СНиП 2.01.07-85 «Нагрузки и воздействия»] в зависимости от географического района (территория бывшего СССР делится на шесть районов. для I района $s_0 = 0,5$ кН/м²; для VI $s_0 = 2,5$ кН/м²). И в соответствии с изменением №1 от 2004г. к этому СНиП территория РБ относится к районам IB ($s_0 = 0,8$ кН/м²) и ПБ ($s_0 = 1,2$ кН/м²)); γ_f - коэффициент надежности по нагрузке в зависимости от отношения g_n/s_0 принимают $\gamma_f = 1,4...1,6$; μ - коэффициент, зависящий от профиля кровли.

Согласно нормам различают снеговую нагрузку с полным и пониженным нормативными значениями (см. гл. 2). При этом нагрузка с пониженным нормативным значением рассматривается как длительная, с полным - как кратковременная.

Для I и II районов вся снеговая нагрузка считается кратковременной. Эксцентриситеты приложения снеговой нагрузки на колонну принимаются так же, как и для нагрузки от собственной массы.

• Расчетную ветровую нагрузку принимают нормально приложенной к поверхности сооружения

$$\omega = \omega_0 k c \gamma_f,$$

где ω_0 - нормативное значение ветрового давления, принимаемое в зависимости от географического района (всего семь районов); для I района

Примечание [Д95]: удалить

Примечание [Д96]: в курсовом у нас было 1,4 – нет, в металлах тоже (в курсовом) где g_n = вес покрытия)

Примечание [Д97]: было в металлах: стр 21 курсовой (при угле наклона кровли до 25° => c=1)

Примечание [Д98]: такое есть?

Примечание [Д99]: Номер таблицы? и снп-а

Примечание [Д100]: Вроде бы правильно т.к. ветер не меняли в ИЗМЕНЕНИИ №1

$\omega_0=0,23$ кН/м², для VII района $\omega_0=0,85$ кН/м²; k - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления по высоте (при $5 \leq H \leq 10$ м $k=1$; при $H=20$ м $k=1,25$; при $H=40$ м $k=1,5$) и типа местности (открытая, закрытая); c - аэродинамический коэффициент, принимаемый по нормам, для вертикальных поверхностей $c=0,8$ при положительном давлении (напоре); $c=0,4...0,6$ при отрицательном давлении (отсосе); γ_f - коэффициент надежности по нагрузке, $\gamma_f=1,4$.

Примечание [Д101]: номер таблицы?

Примечание [Д102]: Номер таблицы? А надо этот номер?

Примечание [Д103]: ω_m надо написать?

Ветровая нагрузка на колонны, передающаяся со стеновых панелей, считается распределенной ωB , а передающаяся на часть здания выше колонн - приводится к сосредоточенной силе W , приложенной в уровне верха колонн.

• *Нагрузки от мостовых кранов.* Мостовой кран состоит из моста, имеющего, как правило, четыре колеса (по два с каждой стороны), тележки на четырех колесах, подъемного оборудования (включающего груз Q) (рис. 58, а) и сообщает каркасу здания вертикальные и горизонтальные нагрузки. Максимальное давление на колесо крана $P_{max,n}$ возникает при крайнем положении тележки с полным грузом; при этом на колесо крана с противоположной стороны действует нагрузка $P_{min,n}$; давление $P_{max,n}$, а также вес моста $Q_{c,g}$ и тележки Q_c

(приводятся в справочной литературе [24]). Очевидно,

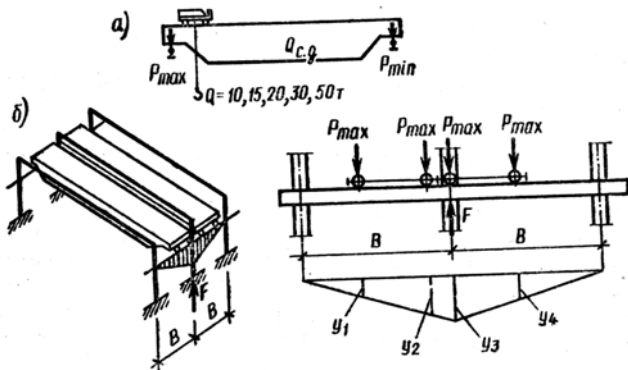
$$2P_{max,n} + 2P_{min,n} = Q + Q_{c,g} + Q_c.$$

Расчетную вертикальную нагрузку на крайнюю колонну вычисляют от двух максимально сближенных кранов по линиям влияния опорных реакций подкрановых балок F (рис. 586) с коэффициентом сочетаний $0,85$ (для групп режимов работы кранов 1К—6К)

$$F_{min}^{max} = P_{min,n}^{max} \cdot \gamma_f \sum y + Q_{c,b},$$

где $\sum y$ - максимально возможная сумма ординат линии влияния опорного давления, взятых под колесами кранов; максимальное значение $\sum y$ будет получено при расположении одного из колес на опоре (рис. 586);

Примечание [Д104]: В металлах: $\phi_c=0,95$ стр22 курсов мет; сборник Михалькова В.С. стр6-7 $\psi=0,85$; СНиП 2,01,07-85 «Нагрузки и воздействия» пункт 4.17 [проверить номер по СНиП](#)



Рисун ок 58

Рис. 11.7. К определению крановых нагрузок на колонну

$G_{c,b}$ - нагрузка от массы подкрановой балки; γ_f - коэффициент надежности по нагрузке, $\gamma_f=1,1$. Нагрузку на среднюю колонну вычисляют аналогично, но от четырех кранов с коэффициентом сочетаний $0,7$.

Вертикальное давление F передается через подкрановые балки на подкрановую часть колонны крайнего ряда с эксцентриситетом $e_3=\lambda - 0,5h_b$, при

Примечание [Д105]: СНиП 2,01,07-85 «Нагрузки и воздействия» пункт 4.8 из сборника Михалькова В.С. стр6

Примечание [Д106]: это что? - высота сечения нижней части колонны

нулевой привязке; $e_3 = \lambda + 0,25 - 0,5h_b$ при привязке «250», для средних колонн $e_3 = \lambda$.

Для кранов грузоподъемностью до 50 т включительно $\lambda = 0,75$ м, при $Q > 50$ т $\lambda = 1,0$ м (см. рис.53,б,г).

При торможении кранов могут возникать продольные и поперечные тормозные усилия. Горизонтальная поперечная нагрузка, вызываемая торможением тележки крана с грузом, принимается: при гибком подвесе груза $T_{tr,n} = (Q + Q_c)/20$; при жестком подвесе $T_{tr,n} = (Q + Q_c)/10$. Эта сила передается на один путь и распределяется поровну между двумя колесами крана.

Расчетная горизонтальная сила на колонну определяется от действия двух кранов по линиям влияния:

$$T_{tr} = (T_{tr,n} \gamma_f \sum y) / 2.$$

Продольная горизонтальная нагрузка, направленная вдоль кранового пути, вызываемая торможением моста, передается на весь ряд колонн температурного блока

$$T_{long} = 0,1 \sum P_{max,n} \gamma_f,$$

где 0,1 - коэффициент трения.

Но в расчетах эту силу обычно не учитывают т.к. она воспринимается вертикальными связями по колоннам.

■ Порядок статического расчета поперечной рамы [13], [16]. Расчет рамы может выполняться одним из методов строительной механики. Учитывая, что в большинстве одноэтажных промышленных зданий ригели проектируют на одном уровне по высоте, а жесткость их в своей плоскости значительно выше жесткости колонн и может быть принята равной $EI = \infty$, расчет рам наиболее просто производится методом перемещений. В этом случае основную систему получим введением связи, препятствующей горизонтальному смещению (рис. 59 а). В основной системе все стойки заземлены в фундаментах и имеют шарнирную опору на верхнем конце.

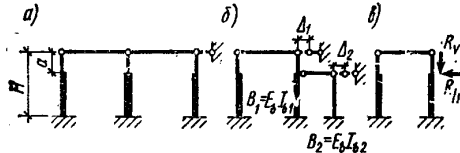


Рисунок 59

Рис. 11.8. Расчетные схемы поперечных рам

Определение усилий в раме производится в такой последовательности:

- Задаются размерами сечений колонн (см, § 11.11) и определяют их жесткости как для бетонных сечений в предположении упругой работы материала.

- Верхним концам колонн дают смещение $\Delta = 1$ и находят реакцию B_Δ в основной системе от этого смещения (табл. 11.1):

$$B_\Delta = 3E_c I_c / [H^3 (1 + k + k_1)].$$

Выражение (11.9) учитывает переменное сечение колонны; при постоянном сечении $I_t = I_b = I$ получают известную из сопротивления материалов формулу для реакции B_Δ консольной балки на единичное смещение ее конца

Примечание [Д107]: груза?

Примечание [Д108]: тележки

Примечание [Д109]: (или четырьмя) – если 8-колесный кран

Примечание [Д110]: продольными (написать?)

Примечание [Д111]: Байков Сигалов 1985

Примечание [Д112]: Барашников 1984

Примечание [Д113]: !!! Это здесь есть? (компоновка)

$$B_{\Delta} = 3E_c I / H^3.$$

Находят сумму реакций всех колонн от смещения Δ

$$r_{11} = \sum_{j=1}^n B_{\Delta j},$$

где n - число колонн.

• Определяют реакции B_i в стойках (переменного сечения) в основной системе от внешних нагрузок ($N_g, N_s, M_{cr}, T_{tr}, \omega$) по формулам, приведенным в табл. 11.1.

Для каждого i -го вида загрузки находят реакцию R_{1pi} , равную сумме реакций во всех стойках,

$$R_{1pi} = \sum_{j=1}^n B_{ij}.$$

• Для рассматриваемых загрузок составляют канонические уравнения, выражающие равенство нулю усилий введенной горизонтальной связи (поскольку в действительности эта связь отсутствует):

$$c_{sp} r_{11} \Delta_i + R_{1pi} = 0,$$

и находят значения Δ_i (здесь c_{sp} - коэффициент, учитывающий пространственную работу каркаса при действии крановой нагрузки, в зависимости от шага колонн и длины температурного блока $c_{sp} = 3, 4 \dots 4, 6$ [13]. Значение c_{sp} тем больше, чем меньше шаг колонн и больше длина температурного блока. При действии остальных нагрузок $c_{sp} = 1$).

• Для каждой стойки при соответствующем виде загрузки вычисляют упругую реакцию

$$B_{ei} = B_i + \Delta_i B_{\Delta}.$$

Расчеты показывают, что в зданиях одинаковой высоты с пролетами, отличающимися не более чем на 6 м, усилия в колоннах от собственной массы покрытия и снега, распределенные равномерно, могут определяться без учета смещения рамы, т.е. $\Delta = 0$. Такое же упрощение может быть сделано при расчете на крановую нагрузку поперечных рам без перепадов высоты с числом пролетов не менее двух при $Q \leq 30$ т и не менее трех при $Q \leq 50$ т.

Таблица 4

Примечание [Д114]: у
Байкова было Cdim

Примечание [Д115]: у
Байкова было Cdim

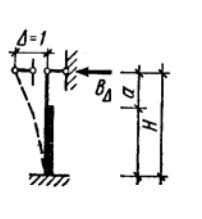
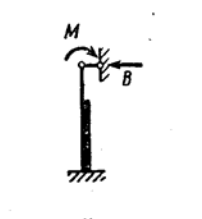
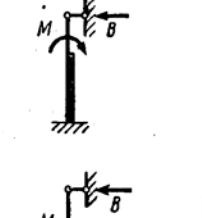
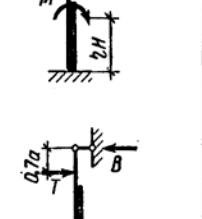

Примечание [Д116]: см
Байков Сигалов стр395(Csp-
Попов;Cdim-Байков)

Примечание [Д117]: у
Байкова было Cdim

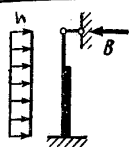
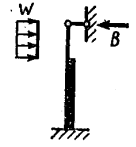
Примечание [Д118]: у
Байкова было Cdim

Таблица 11.1.

Реакции в стойках основной системы при расчетах поперечной рамы одноэтажного промышленного здания* [13]

Схема нагружения	Спорная реакция
	$B_{\Delta} = \frac{3E_b J_b}{H^3 (1 + k' + k_1)}$
	$B = \frac{3M (1 + k/\alpha)}{2H (1 + k + k_1)}$
	$B = \frac{3M (1 - \alpha^2)}{2H (1 + k + k_1)}$
	$B = \frac{3M\eta (2 - \eta)}{2H (1 + k + k_1)}$
	$B = \frac{T (1 - \alpha + k_1)}{1 + k + k_1}$

Продолжение табл. 11.1

Схема загрузки	Опорная реакция
	$B = \frac{3wH [1 + \alpha k + 1,3(1 + \alpha)k_1]}{8(1 + k + k_1)}$
	$B = \frac{wH [3(1 + \alpha k) - (3 + \alpha)(1 - \alpha)^3 + k_1]}{8(1 + k + k_1)}$

* Обозначения: $I_b = \frac{A_{br} c^2}{2}$; $k = \alpha^3 (I_b / I_t - 1)$;

$$k_1 = \frac{(1 - \alpha^3) I_b}{8n^2 I_{br}}; \quad \alpha = \frac{a}{H},$$

где A_{br} — площадь сечения ветви; n — число панелей (распорок) двухветвевой части колонны; c — расстояние между осями ветвей; a — высота верхней (надкрановой) части колонны H_t ; H — высота колонны; I_b — момент инерции сечения ветви; I_t — момент инерции сечения верхней части колонны. Формулы справедливы для расчета поперечных рам с двухветвевыми колоннами. В случае сплошных колонн во всех формулах следует положить $k_1 = 0$, а момент инерции I_b определять как для сплошного сечения.

• Определяют изгибающие моменты M , продольные N и поперечные Q силы в каждой колонне как в консольной балке от действия опорной реакции B_{ei} и внешних нагрузок. Эпюры усилий строят для каждого вида нагрузок, действующих на раму. Для расчета колонн необходимо знать усилия как минимум в трех сечениях: над крановой консолью, под крановой консолью, в основании колонны. Далее составляют таблицы M , N , Q и в указанных сечениях колонны устанавливают расчетные (основные или особые) сочетания усилий.

Согласно нормам основное сочетание нагрузок может включать:

- а) постоянную, временные длительные и одну кратковременную, вводимую с коэффициентом сочетаний, равным 1, или
- б) постоянную, временные длительные, а также две и более кратковременные нагрузки, умноженные на коэффициент сочетаний 0,9.

Примечание [Д119]: такое есть?

Для подбора арматуры обычно оказывается достаточным составить лишь несколько наиболее невыгодных сочетаний, определяющих следующие значения усилий M и N :

- 1) наибольший положительный момент M_{max} и соответствующая продольная сила N ;
- 2) наибольший по абсолютной величине отрицательный момент M_{min} и соответствующая N ;
- 3) наибольшая продольная сила N_{max} и соответствующий M .

В каждом из этих сочетаний определяется также поперечная сила Q .

Рама, имеющие перепады высоты покрытий, следует рассчитывать как системы с несколькими неизвестными (рис. 59,6). Однако при $B_1/B_2 \geq 5$ в качестве расчетной схемы может быть принята однопролетная рама. Нагрузки с

пристройки передаются на основную раму в виде горизонтальных и вертикальных реакций (рис.59в).

§ 9.5. Железобетонные плиты покрытий

В настоящее время существует целый ряд типов плит (панелей) покрытий, решаемых по беспрогонной схеме, и постоянно разрабатываются новые конструктивные решения. Наибольшее распространение получили плиты пролетом 12 м (рис. 60а) и 6 м, шириной 3 м (основные) и 1,5 м (доборные) с двумя продольными и поперечными ребрами. Основная продольная арматура выполняется предварительно напряженной. Полка армируется сварной сеткой, поперечные ребра - сварными каркасами. Толщина полки принимается 2,5 см для плит пролетом 12 м и 3 см для плит пролетом 6 м. Бетон плит $l = 12$ м классов $C^{30}/_{37}$ - $C^{40}/_{50}$, плит $l = 6$ м - $C^{12}/_{15}$ - $C^{30}/_{37}$. В ряде случаев уменьшают высоту сечения продольных ребер к опоре, что дает экономию бетона (до 9 %) и снижает стоимость конструкции. Поскольку нагрузка от собственной массы плит покрытия составляет значительную долю от полной нагрузки, целесообразно изготавливать их из бетона на легких заполнителях ($\gamma = 18$ кН/м³), что снижает массу конструкций до 25 %.

Расчет плит в продольном направлении производят как однопролетных свободно опертых балок таврового сечения на совместное действие постоянных (от массы плиты и кровли) и временных (от снега) нагрузок.

Полка плиты в зависимости от расстояния между поперечными ребрами рассчитывается как неразрезная балочная плита или плита, опертая по контуру (см. тема №7). Наиболее сложное напряженное состояние в плите возникает в опорных сечениях, которые усиливаются вутами и армируются дополнительными сетками.

Примечание [Д120]: Тоже с двумя?-надо уточнить что их много

Примечание [Д121]: забыл это слово

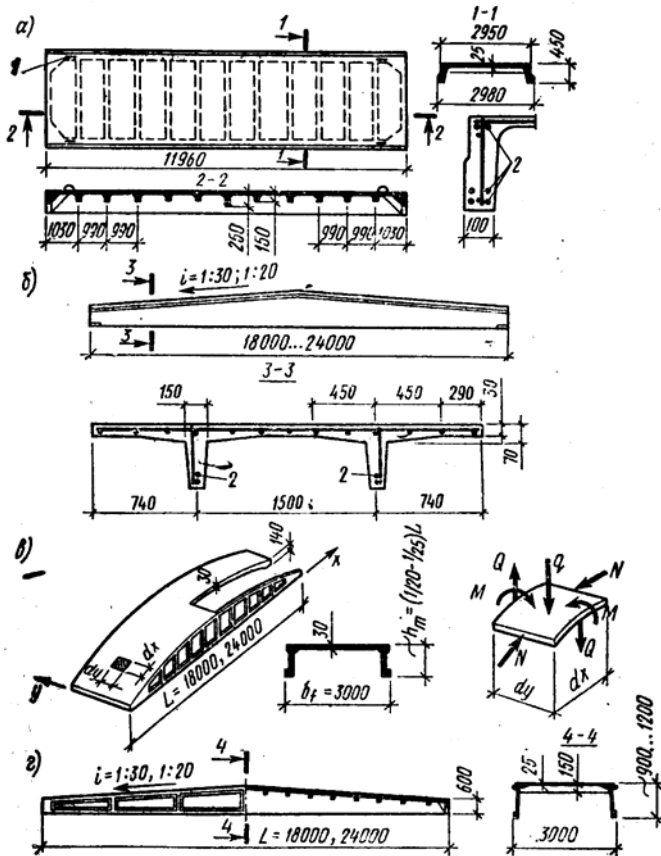


Рисунок 60

Рис. 11.9. Конструкции плит покрытия: 1 — монтажная петля; 2 — напрягаемая арматура

Весьма экономичными и простыми в изготовлении являются плиты типа «2Т» размерами 3x6, 3x12 м (при поперечном расположении ригелей) и 3x18, 3x24 м (при продольном) (рис. 60б). К недостаткам этих конструкций относится сложность устройства продольных швов между плитами.

Существует два способа изготовления этих плит:

- полка плиты и ребра бетонируются совместно;
- продольные предварительно напряженные ребра изготавливают заранее из бетона класса $C^{40}/_{50}$, а затем бетонируют полку. Связь ребер с полкой обеспечивают за счет устройства выпусков арматуры и сцепления бетона. Раздельное изготовление экономичнее, поскольку позволяет снизить класс бетона полок до $C^{12}/_{15}$. Продольная арматура ребер - из высокопрочной стали, полка армируется сетками. В продольном направлении плиты рассчитывают как свободно опертые однопролетные балки таврового сечения, в поперечном - учитывается разгружающее влияние свесов полок.

Плита крупноразмерная железобетонная сводчатая КЖС представляет собой короткую цилиндрическую оболочку с предварительно напряженными ребрами - диафрагмами сегментного очертания (рис. 60в). Размеры плит в плане 3x12, 3x18 и 3x24 м. Очертание поверхности оболочки принимают по

квадратной параболе. Толщина оболочки не должна быть менее 30 мм в середине пролета с утолщением до 140...160 мм у торцов. Высоту поперечного сечения плиты в середине пролета принимают $(1/15... 1/20)l$ в зависимости от пролета и нагрузки. Для уменьшения массы плиты диафрагмы проектируют минимальной толщины (40 мм) с вертикальными ребрами жесткости. Основную напрягаемую арматуру располагают в нижней части диафрагмы. По концам напрягаемых стержней предусматривают анкерные детали, обеспечивающие надежное закрепление рабочей арматуры в бетоне опорного узла. Эта арматура играет роль затяжки рассматриваемой сводчатой системы. Диафрагму армируют сварными каркасами только в опорных зонах, в вертикальных ребрах устанавливают стержни-подвески. Армируют оболочки сварной сеткой, подбираемой по расчету. Сопряжение оболочки с диафрагмой выполняют с помощью пологих вутов.

Примечание [Д122]:
сколько сейчас?

Примечание [Д123]:
Сколько сейчас?

Примечание [Д124]: Вутов
....

Плиты КЖС проектируют из бетонов классов $C^{25}/_{30}-C^{40}/_{50}$ в зависимости от пролетов и нагрузок. При расчете плиту рассматривают как цилиндрический свод, работающий совместно с диафрагмами. Полагают, что вдоль

139

направляющей оболочки действует только продольная сила N , поперек — поперечные силы V_{sd} и изгибающие моменты M (см. рис.60 в).

Изгибающий момент в системе «оболочка — диафрагма» (в продольном направлении) воспринимается растянутой арматурой диафрагм и полкой (оболочкой), работающей на сжатие. В соответствии с этим необходимую площадь сечения рабочей арматуры диафрагмы $A_{s,d}$ и толщину оболочки h определяют из условий:

$$A_{sd} = M / (f_{yd} Z),$$

$$h = M / (f_{cd} \gamma_0 z b_f),$$

где M - изгибающий балочный момент в рассматриваемом сечении от расчетных нагрузок; z - расстояние от срединной поверхности оболочки до оси рабочей арматуры; γ_0 - коэффициент условий работы; b_f - ширина панели поверху.

Расчет плит КЖС на поперечную силу, по деформациям, образованию и раскрытию трещин рассмотрен в [9].

Плиты КЖС экономичны, достаточно просты в изготовлении. Наиболее существенным их недостатком является трудоемкость устройства кровли по криволинейной поверхности.

Наряду с КЖС разработаны крупноразмерные плиты покрытий типа П размерами 3x18, 3x24 м под малоуклонную кровлю (рис. 60г). Достоинство этих плит по сравнению с плитами КЖС - упрощение работ по устройству кровли, а стоимость плит типа П с учетом эксплуатационных расходов примерно равна стоимости плит КЖС. Общим недостатком крупноразмерных плит является усложнение устройства внутренних коммуникаций в уровне покрытия.

В последние годы предложены технические решения плит покрытия, направленные на снижение расхода материалов и трудоемкости возведения. К

Примечание [Д125]: руководство по проектированию ж/б тонкостенных пространственных покрытий и перекрытий. М., 1978.

ним относятся плиты с решетчатыми ребрами под малоуклонную кровлю 3x18, 3x24 м, а также неразрезные ребристые плиты 3x24 м, укладываемые по стропильным конструкциям шагом 6 м.

В некоторых республиках нашей страны и за рубежом применяют также гиперболические панели-оболочки, плиты типа «Динакор» с квадратными пустотами и т. п. Однако использование их весьма ограничено из-за сложностей устройства кровли или изготовления панелей.

§ 9.6. Железобетонные стропильные балки

- *Железобетонные стропильные балки* применяют для перекрытия пролетов 6, 9, 12 и 18 м. При пролетах 24 м и более они уступают фермам по технико-экономическим показателям и, как правило, не используются. Балки пролетами 6 и 9 м предназначены преимущественно для покрытия пристроек, а балки пролетом 12 м - в качестве поперечных или продольных ригелей покрытия. Балки пролетом 18 м применяют в качестве поперечных ригелей, по которым укладывают плиты 3x6 или 3x12 м.

В зависимости от профиля кровли балки бывают двускатными (рис. 61 а, б), односкатными, с параллельными полками (рис. 61 в), ломаным или криволинейным очертанием верхней полки.

- *Двускатные балки* имеют уклон верхней полки 1 : 12 для скатных кровель, 1 : 30 - для малоуклонных кровель. Вследствие своей экономичности они получили наиболее широкое распространение для покрытий пролетов 18 м. Определенные трудности при их изготовлении связаны с устройством каркасов переменной высоты. При необходимости пропуска коммуникаций в уровне покрытия (воздуховоды и т.п.) используют двускатные решетчатые балки пролетом 12 и 18 м (рис. 61б).

- *Односкатные балки* обычно применяют для устройства кровли с односторонним уклоном, например в пристройках.

- *Балки с параллельными полками* наиболее просты в изготовлении, имеют арматурные каркасы постоянной высоты и применяются в качестве продольных ригелей при горизонтальных кровлях. Однако по расходу бетона и арматуры они уступают двускатным.

- *Балки с ломаным и криволинейным верхним поясом*, несмотря на экономичность, не нашли широкого применения вследствие сложной технологии их изготовления.

Высота сечения балок в середине пролета $(1/10...1/12)l$.

В целях экономии бетона сечение балок принимают тавровым (при $l=6; 9$ м) и двутавровым ($l=12; 18$ м). Ширину верхней полки балок из условия опирания плит покрытия и обеспечения устойчивости при транспортировании и монтаже принимают равной $(1/50... 1/60)l$, что обычно составляет 20...40 см. Ширину нижней полки (25...30 см) определяют из условия размещения в ней растянутой арматуры, прочности бетона пояса при действии усилия обжатия, а также условия опирания на колонны. Толщину вертикальной стенки в средней части пролета (6...8 см) назначают из условий изготовления балки (в

вертикальном положении) и размещения поперечной арматуры (одного или двух каркасов). У опор стенка утолщается для обеспечения прочности и трещиностойкости опорных сечений. Бетон балок классов $C^{25}/_{30}-C^{40}/_{50}$

Примечание [Д126]: класс В...

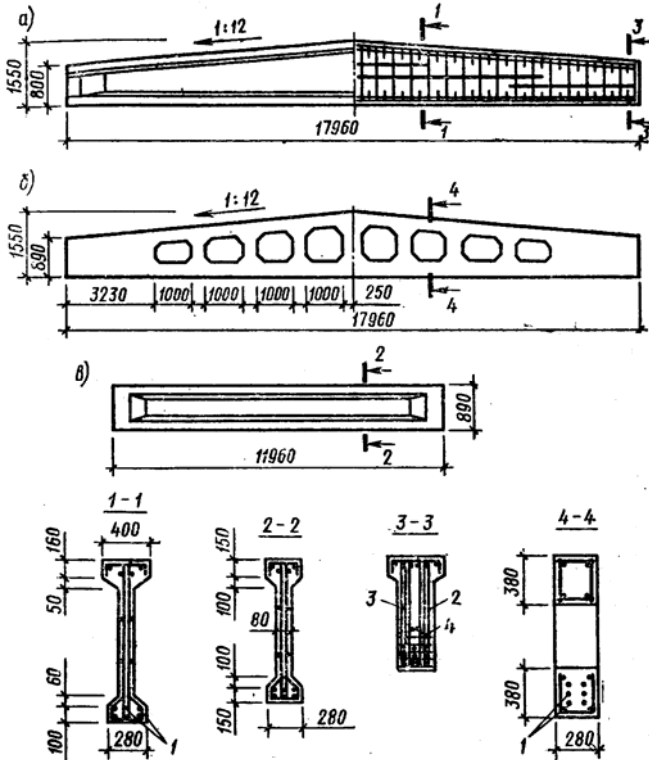


Рисунок 61

Рис. 11.10. Конструкции стропильных балок:

1 - напрягаемая арматура; 2 - опорный каркас; 3 - анкеры закладной детали; 4 - сетки косвенного армирования

Все типы балок пролетами 12...18 м выполняют предварительно напряженными, как правило, с натяжением на упоры. Для исключения образования и раскрытия трещин в верхней зоне от усилий, возникающих при отпуске нижней арматуры, в ряде случаев в верхней зоне размещают напрягаемую арматуру $A'_{sp}=(0,15...0,2)A_{sp}$. Поперечную и продольную монтажную арматуру выполняют из сталей классов S240, S500. В опорных частях балок, где возникают большие усилия от реакций опор и предварительного обжатия, устанавливают дополнительную арматуру в виде сеток и вертикальных стержней.

Примечание [Д127]: класс А...

Нагрузки на балку от веса покрытия и снега передаются через ребра плит в виде сосредоточенных сил. При числе их более четырех нагрузка заменяется эквивалентной равномерно распределенной. Нагрузки от подвешенного транспорта и коммуникаций передаются на балку в виде сосредоточенных сил.

Балки рассматриваются как шарнирно опертые элементы с расчетным пролетом, равным расстоянию между линиями действия опорных реакций.

Подбор продольной и поперечной рабочей арматуры, расчет прогибов и трещиностойкости балок производится как для обычного элемента таврового

или двутаврового сечения.

При расчете нормальных сечений двускатных балок необходимо учитывать, что сечение, где требуется наибольшая площадь продольной растянутой арматуры, не совпадает с серединой пролета, где действует максимальный изгибающий момент. Это объясняется тем, что по мере удаления от середины балки рабочая высота ее на некотором участке уменьшается быстрее, чем внешний изгибающий момент. При уклоне верхней полки 1:12 опасное сечение находится на расстоянии $0,37 l$ от опоры.

Примечание [Д128]: это забыл

§ 9.7. Железобетонные стропильные фермы

• Железобетонные стропильные фермы применяют в качестве ригелей покрытий промышленных и общественных зданий при пролетах 18, 24, 30 м и шаге 6 и 12 м. При бóльших пролетах железобетонные фермы получаются тяжелыми, неудобными при транспортировании, трудоемкими в монтаже и могут применяться лишь при специальном обосновании. Фермы устанавливают на колонны или крепят к подстропильным фермам с помощью анкерных болтов или сварки закладных опорных элементов. По фермам укладывают плиты покрытий и кровлю.

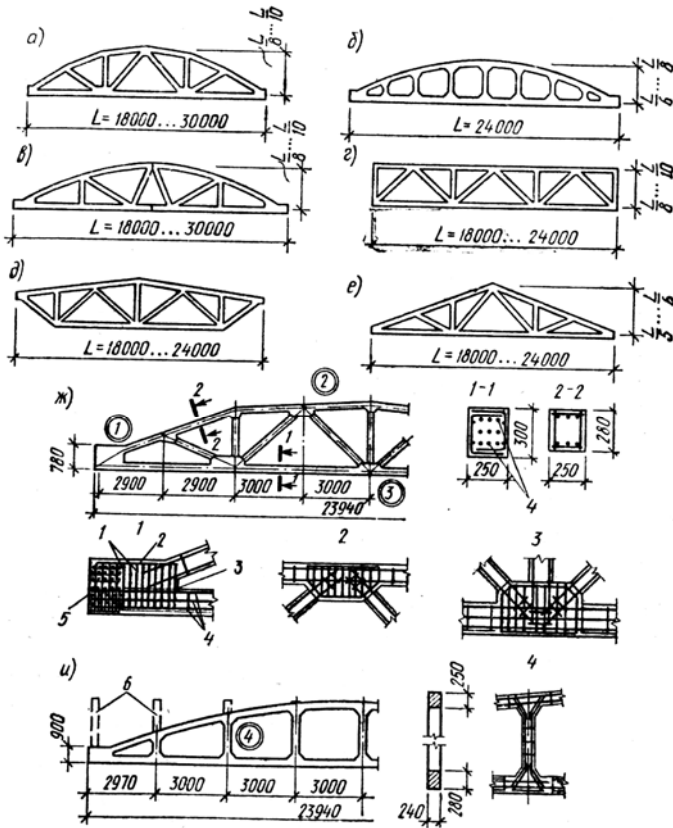


Рисунок 62

Рис. 11.11. Конструкция железобетонных стропильных ферм:

1 — поперечная арматура опорного узла; 2 — контурные стержни; 3 — дополнительная сетка; 4 — напрягаемая арматура; 5 — сетки косвенного армирования; 6 — стойки для опирания плит покрытия в зданиях с плоской кровлей; 7 — бетонная центрирующая

прокладка; 8 — металлическая накладка; 9 — стальная обойма; 10 — трещина

Примечание [Д129]: и здесь она есть?

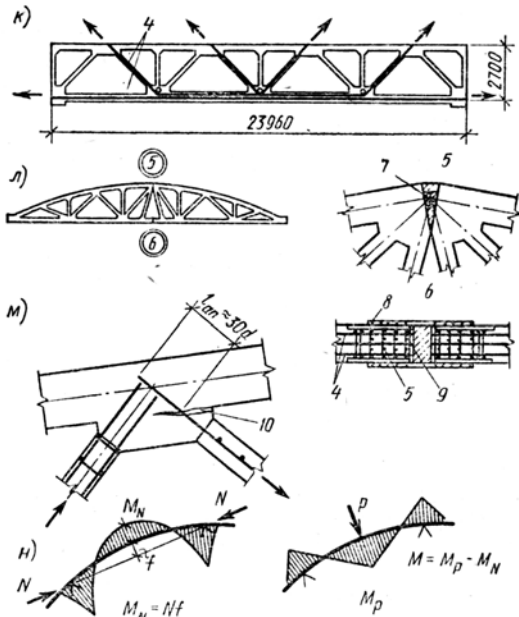


Рис. 11.11. Продолжение

Очертание стропильных ферм зависит от профиля кровли и общей компоновки покрытия. Для зданий со скатной кровлей как типовые фермы применяют: сегментные раскосные с верхним поясом ломаного очертания (рис. 62 а, ж) и безраскосные арочного очертания (рис. 62б, и), для зданий с плоской кровлей — раскосные с параллельными поясами (рис. 62г). Для нетиповых решений возможны и другие виды ферм: арочные раскосные с разреженной решеткой (рис. 62в), полигональные (рис. 62д), треугольные (рис. 62е), с нижним ломаным поясом (см. рис. 62д).

Наиболее рациональны с точки зрения статической работы сегментные и арочные раскосные фермы.

- В сегментных раскосных фермах (см. рис. 62 а, ж) усилия в поясах по длине изменяются мало, а в элементах решетки — невелики. Это объясняется тем, что очертание верхнего пояса близко к кривой давления. Достоинством этого типа ферм также является то, что небольшая высота у опор приводит к уменьшению высоты стен здания и суммарной длины решетки. К числу недостатков следует отнести повышенную трудоемкость работ, связанных с устройством скатной кровли.

- В последние годы широкое распространение получили безраскосные арочные фермы (рис. 62б, и), которые отличаются простотой и удобством изготовления. Особенно целесообразно безраскосные фермы применять в зданиях, где межферменное пространство используется для коммуникаций, технических этажей, а также в цехах с насыщенным подвесным транспортным оборудованием. Эти фермы часто используются для устройства плоской кровли путем установки дополнительных стоек. Недостатком этого типа ферм является то, что в стойках и поясах фермы возникают значительные изгибающие мо-

Примечание [Д130]: Т.е. они м.б и криволинейные и уклонные... (не понимал)

менты, для воспринятая которых требуется дополнительный расход арматуры, что приводит к увеличению стоимости ферм.

- *Железобетонные фермы с параллельными поясами* обеспечивают более простое устройство плоской кровли. Однако они имеют большую высоту на опорах, что помимо увеличения высоты наружных стен приводит к необходимости устройства вертикальных связей между фермами в плоскости опорных стоек. По расходу бетона такие фермы уступают сегментным и арочным. Предложенное в последние годы техническое решение, предусматривающее отведение части предварительно напряженной арматуры из нижнего пояса в растянутые раскосы (рис. 62к), позволяет улучшить их технико-экономические показатели.

Расстояние между узлами верхнего пояса рассмотренных типов ферм принимается равным ширине плиты покрытия (3 м) в целях обеспечения узловой передачи нагрузки.

- *Арочные раскосные фермы* (рис. 62 б) имеют мощный криволинейный пояс кругового очертания и легкую разреженную решетку. В таких фермах допускается неузловая передача нагрузки от плит покрытия. Возникающие при этом изгибающие моменты от вертикальной нагрузки уменьшаются за счет моментов обратного знака, создаваемых эксцентрично приложенными продольными сжимающими усилиями в верхнем поясе (рис. 62н). По экономическим показателям эти фермы при пролетах 18...24 м несколько дороже сегментных, а при пролетах 30 м и более — экономичнее.

- *Треугольные фермы* невыгодны ввиду большой высоты и значительного расхода материалов. Применение их оправдано только в случае использования кровли из асбестоцементных материалов или металлических волнистых листов, для которых требуется значительный уклон.

- *Фермы с ломаным нижним поясом* (рис. 62д) более устойчивы, не требуют установки дополнительных связей, но сложны в изготовлении.

- По способу изготовления различают *фермы с закладной решеткой и фермы, бетонируемые целиком*.

В фермах с закладной решеткой элементы решетки готовятся заранее в отдельных формах, а затем укладываются в общую форму, после чего бетонируются пояса и узлы. Этот способ позволяет делать элементы решетки небольшого сечения и из бетона более низких классов, что приводит к экономии бетона и цемента. Фермы пролетом 30 м и более для обеспечения возможности транспортирования обычно изготавливаются из двух отправочных элементов и объединяются на строительной площадке стыком на сварке (рис. 62л). Такие фермы дороже цельных на 10... 15 % и менее надежны в работе при динамических нагрузках.

Высота ферм в середине пролета $(1/6...1/10)l$. Ширина сечения верхнего пояса назначается из условия устойчивости его из плоскости фермы при монтаже и перевозке $(1/70...1/80)l$, а также из условия опирания плит. Ширина сечения нижнего пояса принимается такой же, как и верхнего, а высота сечения назначается из условия размещения рабочей растянутой арматуры. Размеры сечения сжатых элементов решетки и стоек определяются расчетом, при этом

Примечание [Д131]: это важно

ширину их целесообразно назначать равной ширине поясов для удобства бетонирования в горизонтальном положении.

Фермы изготовляют из бетона классов $C^{25}/_{30}-C^{40}/_{50}$. Нижний пояс предварительно напряженный, армируется стержневой арматурой классов S1200, S1400, канатами К.-7, К.-19. Натяжение арматуры обычно осуществляют на упоры. Чтобы предотвратить появление продольных трещин, нижний пояс армируют конструктивной поперечной арматурой из проволоки $d=5...6$ мм, соединенной обычной арматурой в каркасы (рис. 62 ж, сечение 1-1). В верхних поясах, раскосах и стойках применяют сварные каркасы из горячекатаной стали периодического профиля классов S240, S500.

Примечание [Д132]: класс А...К...

Особое внимание при конструировании ферм следует обращать на армирование узлов. В опорном узле для восприятия больших перерезывающих сил и сил обжатия устанавливают поперечную арматуру 1 (рис. 62ж), объединенную контурным стержнем 2 в плоский каркас. Два таких плоских каркаса образуют пространственный каркас узла. Для улучшения условий анкеровки напрягаемой арматуры и предотвращения возникновения продольных трещин в бетоне устанавливают косвенную арматуру 3 в виде сеток. Для предотвращения раскрытия трещин в месте сопряжения нижнего пояса с узлом ставят дополнительную сетку 4. Арматуру элементов решетки заводят в узлы, которые имеют уширения, позволяющие лучше разместить ее и заанкеровать (рис. 62м).

Фермы рассчитывают на эксплуатационные нагрузки от покрытия, фермы, снега, подвесного оборудования и т. п., а также нагрузки, возникающие при изготовлении, транспортировании и монтаже. Нагрузка от покрытия и от массы фермы считается приложенной к узлам верхнего пояса, а нагрузка от подвесного оборудования — к узлам нижнего.

Железобетонная ферма имеет жесткие узлы и представляет собой многократно статически неопределимую рамную систему. Однако в предельном состоянии по прочности в узлах раскрываются трещины, жесткость их падает, и влиянием возникающих изгибающих моментов можно пренебречь, рассматривая узлы как шарнирные. Это позволяет при расчете прочности рассматривать ферму как статически определимую систему. Такой расчет в общем верно отражает характер работы конструкции и обеспечивает достаточную точность. Если нагрузка приложена в панелях верхнего пояса между узлами, то при расчете учитывают местный изгиб верхнего пояса. При определении изгибающих моментов от внеузловой нагрузки пояс фермы рассматривают как неразрезную балку, опорами которой являются узлы фермы. При наличии выгибов или изломов верхнего пояса учитывают разгружающее действие момента от продольной силы N (рис. 62н).

Примечание [Д133]: вот почему считаем шарнирной...стр239Попов

При расчете безраскосной фермы принимают жесткое соединение поясов и стоек в узле. Усилия определяют как для статически неопределимой системы.

Расчетные усилия в элементах ферм находят от всех возможных невыгодных сочетаний действующих нагрузок. По найденным усилиям производят расчет сечений элементов. Верхний пояс рассчитывают на сжатие со случайным или расчетным эксцентриситетом, нижний — на центральное

Примечание [Д134]: надо: «и» теперь?

растяжение, решетку — на сжатие или растяжение. Расчетные длины элементов в плоскости фермы и из ее плоскости принимают по [1].

При расчете трещиностойкости предварительно напряженного нижнего пояса необходимо учитывать влияние изгибающих моментов, возникающих вследствие жесткости узлов. Эти моменты в фермах со слаборботающей решеткой (например, в сегментных) можно определить, рассматривая нижний пояс как неразрезную балку на упругооседающих опорах; осадку опор находят по диаграмме перемещений фермы [13].

Примечание [Д135]: СНиП 2.03.01-84 НАДО ПОМЕНЯТЬ и посмотреть есть ли расчетные длины в СНБ

Примечание [Д136]: Байков .Сигалов

§ 9.8. Железобетонные стропильные арки

• Арками называют системы, состоящие из криволинейных элементов, горизонтальное смещение опор которых ограничено. Последнее приводит к возникновению распора, обеспечивающего работу арки преимущественно на сжатие.

В одноэтажных промышленных зданиях арки применяют в покрытиях средних и больших пролетов ($l \geq 30$ м). Имеются примеры применения арочных конструкций в ангарах, спортивных сооружениях, мостах, где пролеты превышают 100 м.

• Железобетонные арки бывают *трехшарнирные*, *двухшарнирные* и *бесшарнирные*. В трехшарнирных арках смещение опор в горизонтальном и вертикальном направлениях практически не сказывается на усилиях. Двухшарнирные арки малочувствительны к вертикальным осадкам и более чувствительны к горизонтальным смещениям. В бесшарнирных арках всякое смещение опор вызывает значительные дополнительные усилия, поэтому применение их возможно только там, где смещения опор заведомо невелики. Распор арки чаще всего воспринимается затяжками. Если по архитектурным или технологическим соображениям устройство затяжек нежелательно, то распор арки передают на жесткие боковые рамы, контрфорсы или непосредственно на фундамент.

Наиболее целесообразно такое очертание арки, при котором ось ее совпадает с кривой давления, и тогда изгибающие моменты минимальны. Совпадение кривой давления с осью арки обеспечить трудно (различные нагрузки, влияние усадки, ползучести), поэтому очертание принимают по дуге окружности, что упрощает конструкцию и уменьшает число типоразмеров сборных элементов, мало сказываясь на усилиях.

• Железобетонные арки могут быть сборными и монолитными. В качестве стропильных конструкций одноэтажных промышленных зданий наиболее широко применяют сборные пологие двухшарнирные арки с затяжкой (рис. 63). Такие арки имеют стрелу подъема $f = (1/5 \dots 1/8)l$, высоту сечения $h = (1/30 \dots 1/50)l$ и ширину $b = (0,4 \dots 0,5)h$. Сечение арки — прямоугольное или двутавровое, обычно с симметричным армированием, так как возможны моменты разных знаков. В стенке двутавра могут устраиваться отверстия для пропуска коммуникаций.

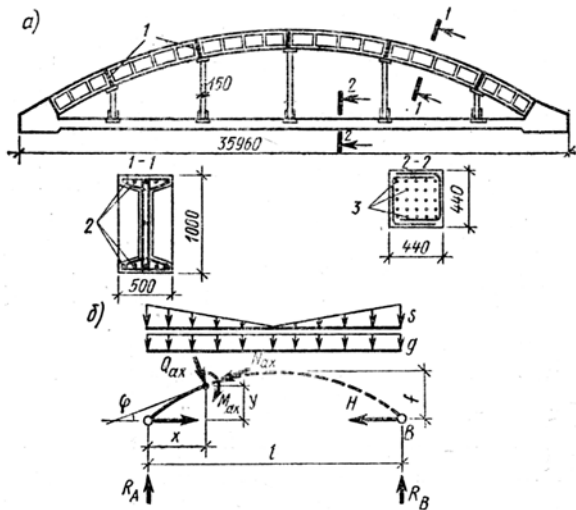


Рисунок 63

Рис. 11.12. Конструкция сборной арки покрытия (а) и расчетная схема (б):

1 — стык сборных элементов (при укрупнительной сборке); 2 — ненапрягаемая рабочая арматура; 3 — напрягаемая арматура

Арки собирают из отдельных блоков длиной 6 м (рис. 63а). Между собой блоки соединяют ванной сваркой выпусков продольной арматуры с последующим замоноличиванием стыков мелкозернистым бетоном. По аркам укладывают железобетонные плиты $l = 6 \dots 12$ м, крепящиеся к верхнему поясу с помощью сварки закладных деталей и выполняющие функцию горизонтальных связей. Затяжки железобетонных арок, как правило, выполняют предварительно напряженными. Они мало податливы, поэтому изгибающие моменты от смещения опор в таких арках на 30...45 % меньше, чем в арках с ненапряженными железобетонными или стальными затяжками. Для уменьшения провисания затяжек устраивают подвески через 6 м. Наибольшее длина подвески 3 м, наименьшее сечение 10 см.

В строительстве находят также применение высокие арки больших пролетов, обычно трехшарнирные. Ось их очерчена по дуге окружности или по более сложной кривой. Сечение арки сплошное или решетчатое.

Арки выполняют из бетона классов $C^{25}/_{30} - C^{40}/_{50}$. рабочая арматура арки - из стали класса S500, затяжки из предварительно напряженной стержневой стали класса S1200 и выше, проволочной — S1400 и канатов К-7, К19.

Рассчитывают арки на нагрузку от собственного веса и покрытия, нагрузку от снега и сосредоточенные нагрузки от подвесного транспорта. Арки большого подъема рассчитывают также на действие ветра. Определение усилий производят методами строительной механики. Двухшарнирная арка с затяжкой является статически неопределимой системой с одним неизвестным. При ее расчете задаются сечениями арки и затяжки и определяют неизвестное усилие распора из уравнения метода сил (рис. 63б) [16].

В практике проектирования величину распора пологой железобетонной арки постоянного по длине сечения, очерченной по дуге окружности или квадратной параболе, определяют по формуле (при равномерно распределенной нагрузке)

Примечание [Д137]: класс А...

Примечание [Д138]: класс В...(проволока)

Примечание [Д139]: класс К...

Примечание [Д140]: Барашников «Ж/Б конструкции Киев 1984»

$$H = kql^2 / (8f),$$

где k — коэффициент, учитывающий упругую податливость затяжки; предварительно принимают $k = 0,9$.

По найденному значению распора в трех характерных сечениях: под опорой, в середине и $1/4L$, нескольких сечениях арки определяют M_{ax} , N_{ax} и Q_{ax} по известным формулам (см. рис. 63б):

$$M_{ax} = M_x - Hy$$

$$N = H \cos \varphi - H \sin \varphi$$

$$V_{ax} = V_x \cos \varphi - H \sin \varphi$$

где M_{ax} , N_{ax} , V_{ax} — усилия в сечении арки на расстоянии x от левой опоры; M_x , V_x — усилия в том же сечении простой балки; φ — угол между касательной к оси балки в рассматриваемом сечении и горизонталью; y — ордината оси арки в рассматриваемом сечении.

Усилия в арке, вычисленные для различных нагрузений, сводятся в таблицу, по которой устанавливают максимальные и минимальные расчетные усилия в сечениях при наиболее невыгодных сочетаниях нагрузок. Подбор сечений продольной арматуры арки производят по формулам внецентренного сжатия, при этом расчетную длину принимают: для двухшарнирной арки — $0,54 L$, для трехшарнирной — $0,59 L$, где L — длина оси арки. Затяжку и подвески рассчитывают на центральное растяжение, пренебрегая изгибающими моментами от собственной массы. Арматуру подбирают из условий прочности, после чего проверяют трещиностойкость затяжки. Подвеску располагают на продольную расчетную силу, равную весу подвески и участка затяжки длиной 6 м.

Примечание [Д141]: что значит длина оси арки? (=длина затяжки?)—нет, оси т.е. длина кривой

§ 9.9. Подстропильные конструкции

• Подстропильные конструкции укладывают вдоль здания по рядам колонн, они являются опорами промежуточных стропильных ферм или крупногабаритных плит покрытия и имеют пролет, равный шагу колонн 12 или 18 м. В качестве подстропильных конструкций применяют балки и фермы (рис. 64).

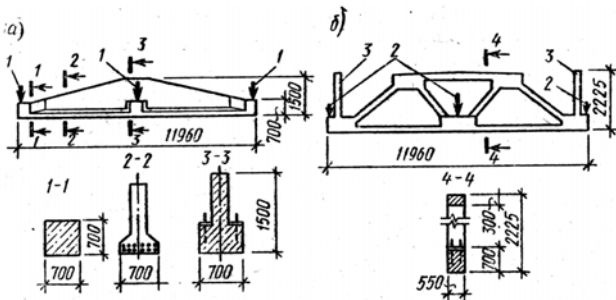


Рисунок 64

Рис. 11.13 Подстропильные балки (а) и фермы (б):

1 — реакция стропильных балок; 2 — то же, ферм; 3 — стойки для опирания плит покрытия

Последние несколько выгоднее по расходу арматуры и бетона и в настоящее время приняты как основные. Опираение ферм на колонны возможно в уровне верхнего или нижнего пояса. Рабочая растянутая арматура балок, нижних поясов и раскосов ферм — предварительно напряженная сталь классов S1200, S1400 и выше, а также канаты К-7; натяжение ее осуществляется на упоры. Бетон классов $C^{30/37}$ - $C^{40/50}$. Крепление стропильных конструкций к подстропильным осуществляют с помощью анкерных болтов или путем сварки закладных деталей. Подстропильные балки и фермы крепят к колоннам без анкерных болтов с помощью сварки закладных деталей. Нагрузка от стропильных конструкций передается в виде сосредоточенных сил. Подстропильные фермы рассчитывают по прочности и трещиностойкости аналогично стропильным.

Примечание [Д142]: класс
А...

Примечание [Д143]: канат
К...

Примечание [Д144]: класс
В...

§ 9.10. Железобетонные подкрановые балки

- Железобетонные подкрановые балки рекомендуется применять при кранах среднего ($Q \leq 30$ т) и легкого режимов работы. Основными их достоинствами по сравнению со стальными являются пониженный (до 50%) расход металла, повышенная огнестойкость, отсутствие эксплуатационных расходов, а большая масса способствует лучшей работе на динамическую нагрузку. При кранах среднего ($Q > 30$ т) и тяжелого режимов работы целесообразно применять стальные балки.

Железобетонные подкрановые балки проектируют разрезными (в целях упрощения монтажа), с параллельными поясами: пролет их равен шагу поперечных рам — 6 или 12 м. Высоту сечения принимают $(1/8 \dots 1/10)l$. Наиболее целесообразно тавровое сечение балки при пролете 6 м. При пролете 12 м применяют двутавровое сечение, что диктуется условиями размещения значительного количества напрягаемой арматуры в нижней зоне сечения. Развитая верхняя полка повышает жесткость балки в горизонтальном направлении, улучшает условия монтажа и эксплуатации крановых путей и крана. Обычно толщину верхней полки принимают $h'_f = (1/7 \dots 1/8) h$, ширину $b'_f = (1/10 \dots 1/20)l = 500 \dots 650$ мм (рис. 65а). Балки выполняют предварительно напряженными с натяжением на упоры. Бетон балок — классов $C^{25/30}$ - $C^{40/50}$.

Крепление балок к колоннам осуществляется с помощью болтовых соединений с последующей обваркой шайб и гаек. Передача тормозных усилий от крана на колонну осуществляется с помощью ребер жесткости, привариваемых к закладным деталям подкрановой балки и колонны. Крепление подкрановых путей к верхнему поясу осуществляется с помощью стальных накладок — «лапок» и болтов.

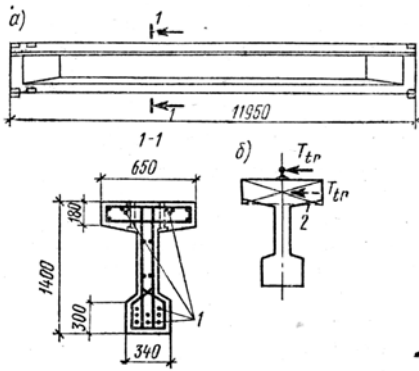


Рисунок 65

Рис. 11.14. Конструкция подкрановой балки.

1 — напрягаемая арматура; 2 — расчетное сечение

Расчет подкрановых балок выполняют на вертикальную нагрузку от собственной массы балки и кранового пути, а также от вертикального давления колес кранов и горизонтальную нагрузку от поперечного торможения тележки крана. Расчет балок производят по прочности и выносливости (первая группа предельных состояний), трещиностойкости и деформациям (вторая группа). При расчете прочности балку разбивают несколькими сечениями по длине, в каждом из которых находят M и V от собственной массы балки и пути, а также нагрузки от двух максимально сближенных кранов. Усилия в каждом сечении от крановой нагрузки находят, загружая соответствующие линии влияния (M или V).

Расчетное сечение на вертикальные нагрузки — двутавровое или тавровое. При расчете на горизонтальную нагрузку в расчет вводят только верхнюю полку, при этом в целях упрощения сила считается приложенной в центре тяжести сечения верхней полки (рис. 65б). Подобранные по прочности сечения балки и продольной арматуры проверяют расчетом на выносливость.

При многократно повторных нагружениях крановой нагрузкой бетон и стальная арматура разрушаются при напряжениях, меньших, чем при статическом нагружении (см. тема 1). Расчетные значения предела выносливости арматуры и бетона определяют путем умножения f_{yd} и f_{cd} на коэффициенты γ_{s3} и γ_{b1} , определяемые по нормам [1] в зависимости от коэффициента асимметрии цикла $k_s = \sigma_{s,min} / \sigma_{s,max}$ и $k_c = \sigma_{b,min} / \sigma_{b,max}$,

где $\sigma_{s,min}$, $\sigma_{b,min}$ и $\sigma_{s,max}$, $\sigma_{b,max}$ — наименьшие и наибольшие напряжения в арматуре и бетоне в пределах цикла изменения нагрузки. Расчет на выносливость производится на действие пониженной нормативной нагрузки от одного крана [2], собственного веса балки и подкранового пути и усилия предварительного обжатия. Выносливость балки считают обеспеченной, если крайние напряжения в бетоне и арматуре, определяемые как для упругого материала по приведенному сечению, не превышают расчетных значений пределов выносливости:

Примечание [Д145]: СНиП 2.03.01-84 ---НАДО ПОМЕНЯТЬ??

Примечание [Д146]: СНиП 2.01.07-85 на нагрузки и воздействия

$$\sigma_{s,\max} \leq \gamma_{s3} R_s,$$

$$\sigma_{b,\max} \leq \gamma_{b1} R_b,$$

где

$$\sigma_{s,\max} = \alpha'(\bar{M} \cdot y / I_{red} - P / A_{red}) + \sigma_{sp};$$

$$\sigma_{b,\max} = \bar{M} \cdot y_1 / I_{red} + P / A_{red},$$

$$\bar{M} = M_{\max} - Pe_{op};$$

α' — коэффициент приведения арматуры к бетону, учитывающий неупругие деформации, проявляющиеся в бетоне сжатой зоны [1]; P определяют с учетом всех потерь; y и y_1 — расстояния от центра тяжести сечения до растянутой арматуры и краевых волокон сжатого бетона; A_{red} и I_{red} — площадь и момент инерции приведенного сечения.

Если условия (11.17) не выполняются, нужно изменить сечение бетона или арматуры.

Примечание [Д147]: СНиП
2.03.01-84 ---НАДО
ПОМЕНЯТЬ??

§ 9.11. Железобетонные колонны

• Сборные типовые железобетонные колонны, входящие в состав поперечных рам, применяют при $H \leq 18$ м, $B \leq 12$ м и $Q \leq 50$ т. При большей высоте здания, шаге колонн и грузоподъемности кранов обычно используют стальные колонны, а железобетонные — при специальном обосновании.

• Колонны бывают *прямоугольного, двутаврового и кольцевого* сечений, а также *двухветвевые* (рис 66а...г). Двутавровые экономичнее прямоугольных по расходу материала (до 20 % бетона), но более трудоемки в изготовлении.

Поэтому типовые колонны делают

151

сплошного прямоугольного сечения. По мере совершенствования технологии изготовления применение колонн двутаврового сечения может оказаться целесообразным и дать экономию по стоимости до 35...45 %.

В последние годы находят применение железобетонные колонны кольцевого сечения, изготавливаемые методом центрифугирования. Процесс изготовления механизирован и автоматизирован, что позволило снизить расход бетона до 50 %, стали до 30 % и стоимость конструкций до 20...30 % по сравнению с типовыми колоннами.

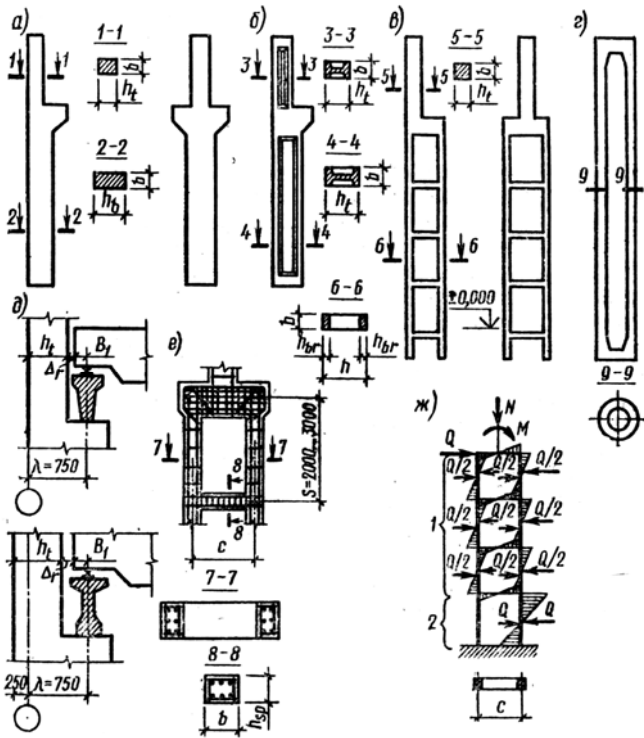


Рисунок 66

Рис. 11.15. Конструкции колонн одноэтажных промышленных зданий с мостовыми кранами (а...в); центрифугированных колонн (г); к определению размеров сечений колонн (д); армирование двухветвевой колонны (е); к расчету двухветвевой колонны (ж): 1 — обе ветви сжаты; 2 — левая ветвь растянута

Сплошные колонны с консолями используют в зданиях, оборудованных мостовыми кранами, грузоподъемностью ≤ 30 т, при высоте от пола до головки кранового рельса $\#1 < 14,4$ м и $B < 12$ м. Двухветвевые колонны рациональны при $Q > 30$ т, $\# > 10,8$ м и $B \geq 12$ м, а также в случаях, когда высота сечения нижней части колонны превышает 1 м. В бескрановых цехах обычно применяют колонны постоянного сечения по высоте.

Высота (м) сечения крайних колонн в надкрановой части назначается из условия размещения кранового оборудования: при нулевой привязке

$$h_t \leq 0,75 - B_1 - 0,07, \quad (11.19)$$

при привязке «250»

$$h_t \leq 1,0 - B_1 - 0,07,$$

где B_1 — расстояние от оси кранового рельса до края моста крана [24] (рис. 66д); 0,07 — горизонтальный зазор, необходимый по условиям эксплуатации крана, а также учитывающий возможные фактические отклонения сечения колонны от проектных значений. Высота сечения верхней части средних колонн назначается с учетом условий опирания двух ригелей на торец колонны; если $l_{г} \ll 60$ см, по верху колонны устраивают симметричные двусторонние консоли. Высоту сечения подкрановой части определяют условиями прочности и пространственной жесткости здания и на основании опыта проектирования: $N_{г} = (1/9 \dots 1/12) Y$.

Ширину колонны b из условия изготовления принимают постоянной по всей высоте: для колонн крайнего и среднего ряда с шагом 6 м — не менее 40 см, а с шагом 12 м — не менее 50 см. Кроме того, ширина B должна удовлетворять требованиям жесткости и быть не менее $1/25Y$.

Размеры сечений колонн округляются до величин, кратных 10 см, причем значение h_t — в меньшую сторону, а B и h_b — в большую. Сквозные колонны имеют в нижней части две ветви высотой сечения $h_i, = 20; 25; 30$ см, соединенные распорками (рис. 66 е). Высоту сечения распорок, кроме верхней, обычно принимают равной 40 см. Расстояние между

распорками — 2...3 м, а от уровня пола до низа второй распорки — не менее 1,8 м. Верх первой распорки не должен выступать за уровень пола (для обеспечения прохода). Расстояние между осями ветвей также должно обеспечивать свободный проход людей.

243
Размеры консолей и их армирование определяются расчетом и условиями опирания подкрановых балок. В колоннах предусматривается устройство закладных деталей для установки стропильных конструкций, стеновых панелей и подкрановых балок. Для колонн в настоящее время используют бетон классов $C^{12}/15$ - $C^{40}/50$. Применение бетона более высоких классов позволяет получить существенную экономию. Так, применение бетона класса $C^{40}/50$ в колоннах двутаврового сечения дает экономию бетона до 25 % по сравнению с колоннами из бетона класса $C^{12}/15$.

На колонны одноэтажных промышленных зданий распространяются все требования по конструированию внецентренно сжатых элементов (см. гл. 5). В частности, продольная рабочая арматура выполняется из стали класса S500 $d^{\wedge} \geq 10$ мм, поперечная — класса S240. Расстояние между осями продольных рабочих стержней не должно быть более 400 мм. В противном случае устанавливают дополнительные конструктивные стержни $d^{\wedge} \geq 12$ мм. Колонны рассчитывают на внецентренное сжатие на усилия, найденные при расчете поперечной рамы. Подбор арматуры сплошных колонн производят по формулам для внецентренно сжатых элементов с учетом продольного изгиба (см. гл. 5) для каждого расчетного сечения при невыгодных комбинациях загрузки (M_{\max} , N ; M_{\min} , N ; M , N_{\max}). При близких по величине моментах разных знаков целесообразно подбирать симметричную арматуру.

Расчетную длину l_0 сборных железобетонных колонн принимают согласно [1]. Например, для однопролетных зданий без мостовых кранов $l_0 = 1,5H$, многопролетных — $l_0 = 1,2H$. Двухветвевые колонны в нижней части представляют собой многоярусную раму. В целях упрощения расчета принимают, что продольная сила распределяется между ветвями по закону рычага, а изгибающие моменты в ветвях определяют из условия, что нулевые точки моментов расположены в середине высоты панелей (рис. 66ж). В соответствии с этим продольные силы в ветвях колонны

$$N_{br} = N/2 \pm M\eta/c, \quad (11.20)$$

где M , N — расчетные усилия по оси двухветвевой колонны; η — коэффициент [см. формулу (5.7)]. При определении

153
длины l_0 следует учитывать влияние гибкости ветвей в плоскости изгиба двухветвевой колонны как для составного стержня.

Изгибающий момент в ветви

$$M_{br} = Qs/(2 \cdot 2) = Qs/4. \quad (11.21)$$

Изгибающий момент в распорке равен сумме моментов в узле

$$M_{sp} = 2Qs/4 = Qs/2. \quad (11.22)$$

Поперечная сила в распорке

$$Q_{sp} = M_{sp}/(ch) = Qs/c. \quad (11.23)$$

Если одна из ветвей в каком-либо сечении окажется растянутой ($\sigma_y < 0$), то моменты в сжатой ветви и распорке определяют из условия передачи всей поперечной силы в этом сечении на сжатую ветвь.

Помимо расчета колонн в плоскости поперечной рамы производят проверку их прочности из плоскости рамы на действие продольной силы N_{\max} со случайным эксцентриситетом. Колонны также должны быть проверены на усилия, возникающие при изготовлении, транспортировании и монтаже. Фундаменты под колонны одноэтажных производственных зданий проектируют как внецентренно нагруженные в соответствии с указаниями гл. 10.

ТЕМА № 10

МНОГОЭТАЖНЫЕ ЗДАНИЯ

§ 10.1. Общие сведения

В настоящее время во всех развитых странах наметилась тенденция к росту этажности жилых и общественных зданий. Это вызвано желанием ограничить территорию города и сократить протяженность коммуникаций и проездов. Аналогичная тенденция намечается и для производственных зданий ряда отраслей промышленности. Этажность должна назначаться на основе технико-экономического анализа с учетом перспективного развития города. По этажности здания принято разделять на мало- и многоэтажные. В свою очередь, многоэтажные здания делятся на следующие категории: I — 9..16 этажей ($H < 50$ м); II — 17...25 этажей ($50 < H < 75$ м), III — 26...40 этажей ($75 < H < 100$ м) и высотные — более 40 этажей ($H > 100$ м).

§ 10.2. Конструктивные схемы многоэтажных зданий

Все многоэтажные здания можно разделить на: каркасные, панельные, объемно-блочные и комбинированные. Тот или иной тип выбирают из соображений функционального назначения здания, наличия индустриальной базы, этажности, экономики, условий строительства (вечная мерзлота, сейсмика).

■ Каркасные здания. Эти здания применяют при необходимости создания больших помещений, наличии технологических проемов в перекрытиях. Это прежде всего производственные, административные и общественные здания. В каркасных зданиях все нагрузки передаются на каркас, который обеспечивает прочность и устойчивость здания при всех видах воздействий. Основными элементами каркасных зданий являются железобетонные колонны, ригели, вертикальные элементы жесткости (в виде диафрагм, связей и т.п.), плиты перекрытий (рис. 67 а).

■ Панельные здания. В жилых домах, гостиницах, общежитиях необходимо частое расположение внутренних стен и обеспечение звукоизоляции. Для необходимой звукоизоляции внутренние стены должны иметь плотность не менее $0,3 \text{ т/м}^2$, что соответствует толщине бетона 16 см. Такие стены, обладая достаточной прочностью, не нуждаются в каркасе. Они связываются между собой, замоноличиваются и образуют пространственную систему, способную воспринимать горизонтальные и вертикальные нагрузки. Здания такой конструкции называются панельными (рис. 67б). Расчеты показывают, что

155

многоэтажные жилые дома панельной конструкции высотой примерно до 20 этажей более экономичны, чем каркасные (стоимость ниже на 5...10%, построечная трудоемкость ниже на 10...15 %, расход арматуры ниже на 30...50 %). При большей высоте панельные здания не мо-

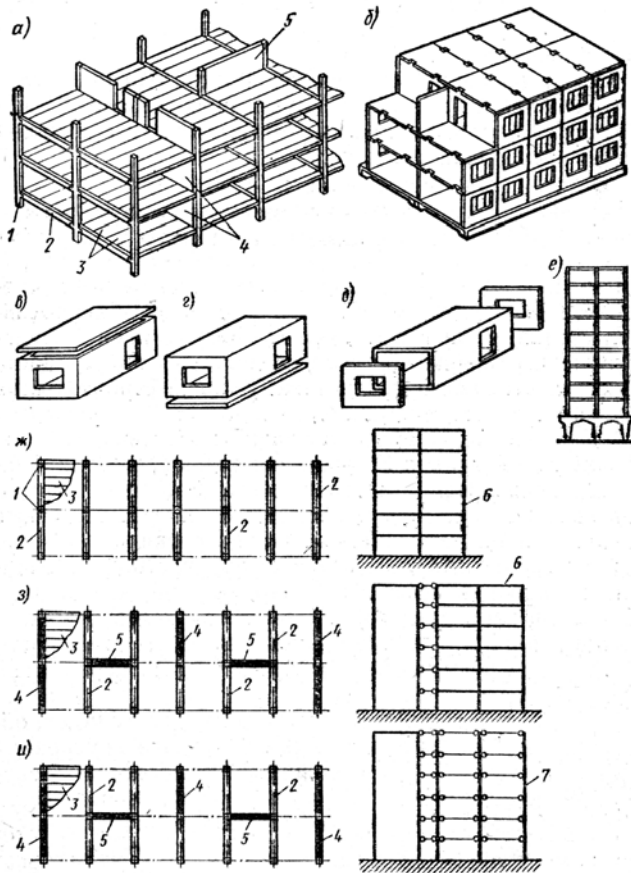


Рисунок 67

Рис. 12.1. Конструктивные схемы многоэтажных зданий:

1 — колонна; 2 — ригель; 3 — плиты перекрытия; 4 — поперечная диафрагма; 5 — продольная диафрагма; 6 — рама с жесткими узлами; 7 — рама с шарнирными узлами

гук, (без специального усиления) воспринять горизонтальную ветровую нагрузку; в этом случае предусматриваются дополнительные конструктивные мероприятия (установка монолитных диафрагм, ядер жесткости) или применяют здания каркасной системы.

■ Объемно-блочные здания. Дальнейшим усовершенствованием панельных конструкций являются объемные блоки, изготавливаемые на комнату или квартиру. Объемно-блочная схема отличается наибольшей заводской готовностью. Затраты труда на изготовление блоков составляют 75...80 % от общих, трудозатрат. Применяют «блок-стакан», «блок-колпак», «блок-стакан лежащий» (рис. 67 в, д). Блоки изготавливают монолитными или из плоских панелей путем сварки закладных деталей. Затем блоки поступают на специальный конвейер, на котором выполняются отделочные и санитарно-технические работы. Масса блока до 10 т. Блоки опираются друг на друга в углах или по линиям сопряжения стен. В первом случае этажность объемно-блочных зданий обычно ограничивается пятью этажами. Недостатком этого типа зданий является ограниченность планировочных решений, небольшая: вариантность размещения блоков в плане здания.

■ Комбинированные здания. В многоэтажных зданиях, возводимых в больших городах на основных магистралях, целесообразно по санитарно-гигиеническим условиям (шум, запыленность, загазованность) располагать жилые помещения, начиная с высоты двух-трех этажей, используя первые этажи под магазины, проезды, гаражи. В этом случае панельная конструкция здания располагается на монолитной или сборной железобетонной раме. Такая конструкция называется комбинированной (рис. 67 е).

• Разработка конструктивной части проекта многоэтажного каркасного здания состоит в выборе конструктивной схемы каркаса и его компоновки, расчете здания,

157

отдельных его элементов и узлов сопряжений и конструирования.

Выбор схемы каркаса и его компоновку производят с учетом назначения и объемно-планировочного решения здания, технологических решений, производственной базы и технико-экономического анализа. Он включает в себя выбор способа обеспечения пространственной жесткости здания, сетки колонн, направления ригелей, схемы членения несущей системы на сборные элементы и т.д. Сетка колонн обычно задается архитекторами с учетом требований технологов и Единой модульной системы. Направление ригелей может быть продольным и поперечным. Разрезка на сборные элементы производится с учетом требований технологичности изготовления и монтажа. Важнейшим при выборе схемы каркаса многоэтажного здания является вопрос о восприятии горизонтальных нагрузок, т.е. об обеспечении пространственной жесткости. Он может быть решен путем соответствующего конструирования узлов каркаса или установкой специальных вертикальных элементов жесткости. По этому признаку несущие системы каркаса делят на рамные, рамно-связевые и смешанные.

■ Рамная система (рис. 67 ж). В рамной системе каркаса несущие функции выполняют колонны и ригели. Ригели жестко связываются с колоннами, в результате чего образуется пространственная система, состоящая из плоских рам. Рамы воспринимают все действующие на здание вертикальные и горизонтальные нагрузки и передают их фундаментам.

С увеличением этажности здания изгибающие моменты от ветровой нагрузки в колоннах и ригелях нижних этажей возрастают, что требует увеличения сечения колонн, а следовательно, изменения длин и сечений ригелей. Это затрудняет унификацию конструкций зданий, поэтому рамные системы применяют в зданиях не более 8 этажей, при недопустимости устройства диафрагм в помещениях, при наличии проемов в перекрытиях зданий и т.п.

■ Рамно-связевая система (рис. 67 з). В зданиях более 8 этажей горизонтальные нагрузки воспринимаются рамами с жесткими узлами и вертикальными элементами жесткости, а вертикальные нагрузки — рамами и частично — элементами жесткости. В качестве таких элементов обычно используют железобетонные стенки — диафрагмы, а также металлические связи и другие кон

157

струкции. Диафрагмы могут быть с проемами и без проемов, а по конфигурации в плане — плоскими, уголковыми, двутавровыми и т.п. Часто в качестве диафрагм используют торцовые и внутренние стены, стены лестничных клеток и др. Следует стремиться, чтобы диафрагмы были по возможности равномерно распределены по плану здания и увязаны с его объемно-планировочным решением. Все элементы каркаса связаны в пространственную систему перекрытиями, которые помимо основной работы на вертикальные нагрузки воспринимают горизонтальные нагрузки и перераспределяют их между рамами и диафрагмами. Доля горизонтальных нагрузок, воспринимаемых рамами и диафрагмами, зависит от их жесткостей. Если перекрытие в своей плоскости работает как жесткое, то сооружение может рассматриваться как единый пространственный блок, т.е. прогибы рам и диафрагм связаны линейной зависимостью, а при отсутствии кручения в плане — одинаковы. При больших расстояниях между диафрагмами необходимо учитывать податливость перекрытия, рассматривая его как балку на упругом основании.

Опыт проектирования рамно-связевых систем показал, что диафрагмы воспринимают 80...90 % горизонтальных нагрузок и при очень небольшом усилении могут воспринять на себя все горизонтальные силы. Устройство же жестких стыков в рамах из сборного железобетона требует больших затрат труда и металла. В связи с этим в последние годы при строительстве жилых и общественных зданий было предложено упростить конструкции стыков и передавать всю горизонтальную нагрузку на диафрагмы. Такая система получила название связевой.

■ Связевая система (рис. 67 и). Вертикальная нагрузка воспринимается рамами и частично диафрагмами. Стык ригеля с колонной решается таким образом, чтобы он мог воспринять заранее заданный небольшой опорный момент (55 кН·м), необходимый для обеспечения пространственной жесткости здания в период его монтажа. Постоянство моментов позволяет полностью унифицировать узловые соединения и соответственно ригели и

колонны каркаса. В последнее время разработаны и внедряются чисто шарнирные стыки ригелей с колоннами, позволяющие дополнительно сократить расход металла. Пространственная жесткость в период монтажа здания в этом случае обеспечивается временными связями.

158

В многоэтажных жилых и общественных зданиях из сборного железобетона наибольшее распространение получила связевая система. Рамно-связевая система рекомендуется для применения при строительстве в сейсмических районах.

В зданиях высотой более 20 этажей во многих случаях вертикальные конструкции лифтовых шахт, вентиляционных камер, лестничных клеток объединяют в ядра жесткости (рис. 67а).

Такое решение удобно в плани-

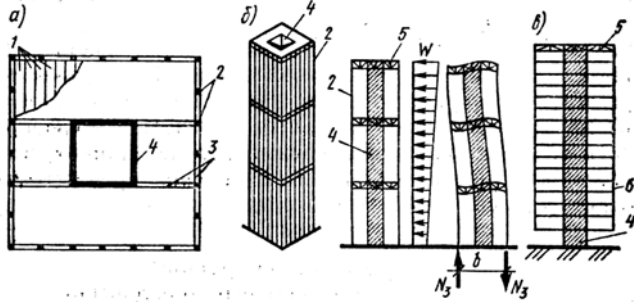


Рисунок 68

Рис. 12.2. Конструктивные схемы высотных зданий: 1 — плиты перекрытия; 2 — колонны; 3 — ригель; 4 — ядро жесткости; 5 — высокопрочные канаты роука и технологично. Стенки ядер жесткости выполняют из монолитного железобетона. Ядро воспринимает все действующие на здание горизонтальные нагрузки и ту часть вертикальных, которая приходится собственно на ядро; остальные вертикальные нагрузки воспринимаются каркасом.

В зданиях высотой более 50 этажей ядра жесткости не в состоянии воспринять ветровую нагрузку. В этом случае наружные колонны здания с помощью горизонтальных диафрагм (ростверков) объединяются с ядром жесткости и работают совместно с ним (рис. 68б).

■ Смешанная система. Такая система в одном направлении (обычно поперечном) представляет собой раму с жесткими узлами, а в другом — связевую систему обычно с металлическими связями. Она широко распространена в многоэтажных промышленных зданиях, в которых связи в поперечном направлении препятствуют технологическому процессу.

§ 10.3. Конструкции многоэтажных гражданских зданий

■ Каркасные здания. Многоэтажные гражданские каркасные здания широко применяют для размещения предприятий торговли, как административные, жилые и т.п. Обычно они решаются по рамно-связевой или связевой системам, последняя применяется чаще. К вертикальным несущим элементам таких зданий относятся колонны, диафрагмы и ядра жесткости.

• Колонны зданий массового строительства при высоте до 16 этажей имеют унифицированное сечение 400X400 мм (рис. 12.3, а). Увеличение их несущей способности в нижних этажах достигается повышением класса бетона (до $C^{50}/_{60}$) и процента армирования гибкой арматурой (до $f_x = 15\%$). Продольная арматура из стали класса S500. Для колонн зданий большей этажности можно применять жесткую арматуру (рис. 12.3, в), однако использование ее в колоннах приводит к большому расходу стали.

Повышение несущей способности колонн и сохранение их унифицированного сечения можно получить путем поперечного армирования часто расположенными сварными сетками в сочетании с продольной обыч-

159

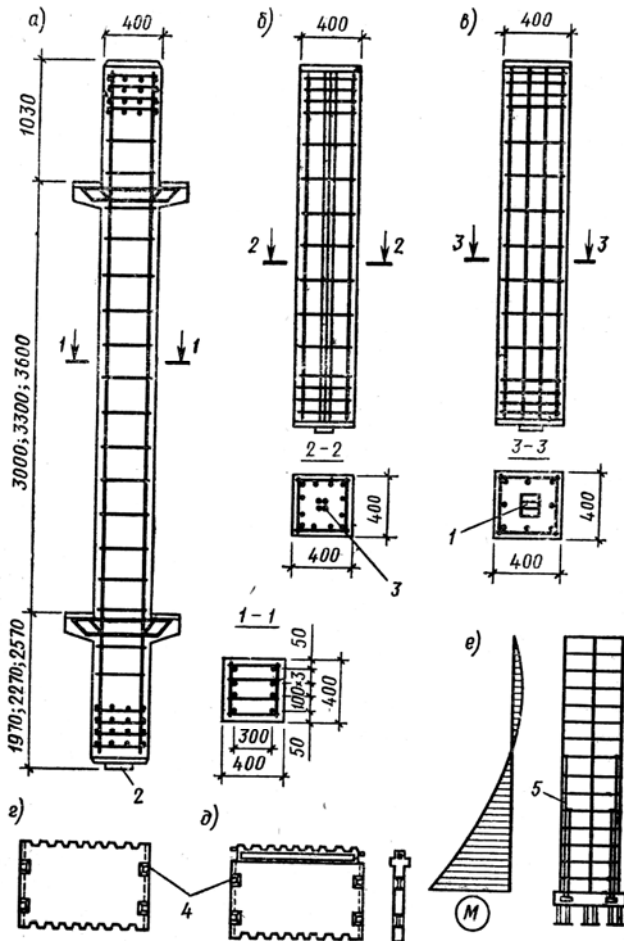


Рис. 12.3. Конструкции многэтажных гражданских каркасных зданий:

1 — полосовая сталь; 2 — центрирующая прокладка; 3 — сердечник из высокопрочной арматуры; 4 — закладные детали для соединения с колонной, воспринимающие усилия сдвига; 5 — напрягаемая арматура

Рисунок 69

ной и особенно высокопрочной арматурой.

Стыкование колонн по высоте производится ванной сваркой выпусков рабочей арматуры или без сварки через тонкие растворные швы.

Особенностью стыков, выполняемых ванной сваркой арматуры больших диаметров 36...40 мм, является возникновение сжатия в бетоне и растяжения в арматуре из-за разогрева стержней при сварке. Растягивающие напряжения в арматуре могут привести к разрыву стержней. Во избежание этого сварку стержней выполняют по диагонали последовательно по одному стержню или попарно. Для уменьшения свободной длины сварных выпусков продольной арматуры колонны устраивают хомут $d=12$ мм, охватывающий продольные рабочие стержни и предохраняющий их от потери устойчивости.

• Диафрагмы, воспринимающие главным образом горизонтальные нагрузки, обычно образуются из железобетонных панелей толщиной 14...18 см, располагаемых между колоннами и соединенных с ними с помощью связей, воспринимающих сдвигающие усилия. Панели диафрагм могут быть плоскими или двухконсольными (рис. 69г,д). Плоские панели устанавливаются по осям, параллельным направлению настилов перекрытий. Двухконсольные располагают в плоскостях, параллельных рамам каркаса, совмещая их с ригелями. Армируют панели контурными и промежуточными каркасами из стержней $\phi 12...16$ мм или сетками из проволоки $\phi 5...6$ мм с шагом 200 мм, располагаемым у обеих граней. Связи меж

ду панелями и колоннами осуществляют путем сварки закладных деталей: вертикальные швы заполняют цементно-песчаным раствором, горизонтальные швы — бетоном на мелком щебне. Горизонтальные стыки диафрагм могут быть шпоночными и плоскими. Практика показывает, что при таком соединении диафрагмы работают как сплошные монолитные столбы.

Количество и расстановка диафрагм в плане здания должны обеспечивать необходимую прочность и пространственную жесткость здания в обоих направлениях, препятствовать кручению его в плане, не создавать больших температурных усилий или неравномерных деформаций вертикальных элементов (см. рис. 67 о). Следует стремиться к сокращению общего числа диафрагм, увеличивая их размеры.

- Ядра жесткости выполняются монолитными и сборными. Сечение ядер жесткости может быть коробчатым, двутавровым и т. п. Монолитные ядра жесткости делают в скользящей или переставной опалубке, при этом оставляют отверстия для дверных проемов и установки ригелей. Толщина стенок 20...40 см. Сборные ядра собирают из отдельных панелей стен подобно плоским диафрагмам. В зданиях, имеющих значительную протяженность или сложную форму в плане, может устраиваться несколько ядер жесткости.
- Плиты и ригели составляют сборные перекрытия. Ригели проектируют таврового сечения с полкой в нижней зоне, на которую опираются плиты перекрытий; такое решение позволяет снизить строительную высоту этажа, однако в этом случае необходимо исключить возможность откола полки в месте ее примыкания к ребру путем увеличения ее высоты или армирования. Соединение ригелей с колоннами в связевых системах осуществляют с помощью стыка со скрытой консолью, воспринимающего небольшой опорный момент. В рамно-связевых системах, где узлы воспринимают изгибающие моменты от эксплуатационных нагрузок, стык принципиально решается так же, как и в рамных системах. Панели перекрытий подразделяются на связевые, укладываемые по внутренним осям здания, рядовые и фасадные, укладываемые по наружным рядам колонн и несущие нагрузку от ограждающих конструкций. Рядовые и фасадные панели связываются поверху монтажными накладками, обеспечивающими передачу растягивающих усилий в горизонтальных дисках покрытий.

Панели перекрытий чаще всего выполняют многопустотными, высотой сечения 220 мм. Для эффективного восприятия сдвигающих усилий при работе плит в составе перекрытия в швах между плитами устраивают шпонки. С этой целью на боковых поверхностях плит осуществляют углубления, после заливки швов бетоном и его твердения швы работают как шпоночные соединения. Кроме того, панели могут соединяться путем сварки закладных деталей, а при больших расстояниях между вертикальными диафрагмами (20...30 м) по контуру перекрытия устраивают обвязочные балки.

В зданиях рамно-связевой системы роль продольных ригелей выполняют предварительно напряженные плоские панели-распорки, которые выступают на полки ригелей.

В торговых, административных и других зданиях, требующих увеличенной сетки колонн, применяют и ребристые панели, например типа 2Т.

Перекрытия зданий с ядрами жесткости, имеющих сложное очертание в плане, могут выполняться в виде монолитных безбалочных плит, возводимых методом подъема перекрытий.

- Панельные здания. Эти здания используют главным образом в жилищном строительстве. Ширина зданий из условий освещенности и удобства планировки внутренних помещений назначается 12...16 м. Панельные дома массового строительства решаются в одном из следующих

161

вариантов: 1) с продольными и поперечными несущими стенами; 2) только с продольными несущими; 3) только с поперечными несущими стенами. Конструктивная схема с поперечными несущими стенами более выгодна, так как панели перекрытий в этом случае опираются на внутренние поперечные стены (перегородки), что позволяет предельно укрупнять и облегчать наружные стеновые панели. Последние, не воспринимая нагрузки от перекрытий и выполняя лишь ограждающие функции, могут быть изготовлены из легких эффективных материалов. Основными конструкциями панельных зданий являются внутренние и наружные стеновые панели и панели перекрытий.

- Внутренние несущие панели стен (рис. 12.4, а) обычно проектируют однослойными из

тяжелого бетона класса не ниже $C^{12}/_{15}$. Толщину панелей определяют требованиями прочности, звукоизоляции и огнестойкости. Площадь горизонтальной и вертикальной арматуры, устанавливаемой у обеих плоскостей панели, принимают конструктивно в количестве $0,2 \text{ см}^2/\text{м}$ соответствующего сечения панели.

- Наружные ненесущие стены выполняют в виде однослойных панелей толщиной 240...350 мм из ячеистого бетона.

- Наружные несущие панели проектируют преимущественно двухслойными или трехслойными (рис. 70б, в). Арматуру устанавливают только в слоях тяжелого бетона и выполняют в виде пространственного арматурного блока. Расчетной является только арматура перемычек.

Панели перекрытий выполняют в виде многпустотных или сплошных плит. При пролетах до 4,8 м плиты выполняют без предварительного напряжения, при больших пролетах — предварительно напряженными. Размещение арматуры зависит от схемы работы панели. В здании с продольными и поперечными несущими стенами (первый вариант) панели работают как плиты, опертые по трем или четырем сторонам, в остальных случаях — по двум.

Соединения панелей стен и перекрытий должны обеспечить совместную работу элементов в здании и восприятие усилий сжатия, растяжения и сдвига. Вертикальные стыки между панелями осуществляют с помощью бетонных шпоночных швов и сварки закладных деталей. Горизонтальные стыки по способу передачи сжимающих усилий подразделяются на платформенные (рис. 70 г),

162

контактные (рис. 70 д) и комбинированные (рис. 70 е). Сопряжения внутренних стен с перекрытиями обычно выполняют с платформенными стыками, наружных — с платформенными и комбинированными.

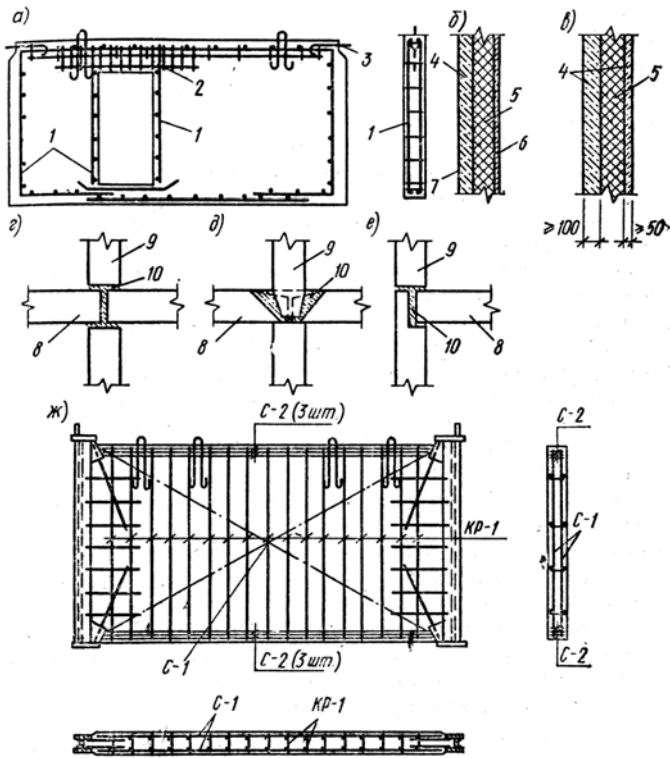


Рисунок 70

Рис. 12.4. Конструкции панельных зданий:

1 — вертикальные каркасы; 2 — каркасы перемычки; 3 — выпуски арматуры для сварки со смежными элементами; 4 — слой тяжелого бетона; 5 — тепло-» изоляционный слой; 6 — фактурный слой; 7 — внутренняя поверхность; 8 — панели перекрытий; 9 — панели стен; 10

— раствор

В последние годы разработано конструктивное решение, получившее название «скрытый каркас», совмещающее достоинства зданий каркасного и панельного типа [17]. Несущими вертикальными конструкциями являются

162

стенные панели, усиленные бортовыми стальными элементами. Последние соединяются с бетоном панели анкерными связями сдвига (рис. 70). Стыки панелей скрытого каркаса с перекрытиями выполняются платформенными или сборно-монолитными. Соединение бортовых элементов осуществляется на растворе. Конструкции «скрытого каркаса» экономичнее обычных каркасных за счет хорошей совместной работы панелей с бортовыми элементами и позволяют довести этажность здания до 50 и более.

§ 10.4. Конструкции многоэтажных промышленных зданий

В многоэтажных промышленных зданиях размещаются производства с вертикальными технологическими процессами или со сравнительно небольшими габаритами и массой оборудования: химического, пищевой промышленности, приборостроения и т. п. К таким зданиям относятся также лабораторные и административно-бытовые корпуса предприятий различных отраслей промышленности. Доля многоэтажных промышленных зданий в общем объеме промышленных зданий составляет около 30%. В последние годы наметилась тенденция к росту этого показателя.

Высоту промышленных зданий назначают по условиям технологического процесса и обычно принимают 3...7 этажей. Предполагается увеличение этажности до 8...10 и более. В соответствии с требованиями унификации высота этажа кратна 1,2 м. Ширина здания обычно составляет 12...60 м. Наиболее распространены сетки колонн 6X6, 9X6 и 12X6 м. Размеры сетки колонн назначаются с учетом временных нагрузок (10...30 кН/м²).

Пространственный каркас промышленных зданий решается по смешанной системе.

Прочность и устойчивость каркаса в этом случае обеспечиваются в поперечном направлении рамой с жесткими узлами (рис. 7 а), в продольном — вертикальными стальными связями по колоннам, устраиваемыми в каждом продольном ряду или разреженно через ряд колонн и более (рис. 71). Если стальные связи по условиям технологии нежелательны, то для обеспечения устойчивости каркаса в продольном направлении возможно устройство «рамных устоев» (рис. 12.5, в) в одном или нескольких пролетах.

163

Многоэтажные сборные рамы членятся на отдельные элементы, которые соединяются путем жестких стыков. Наибольшее распространение получили сборные рамы со стыками ригелей и колонн, выполняемых на консолях

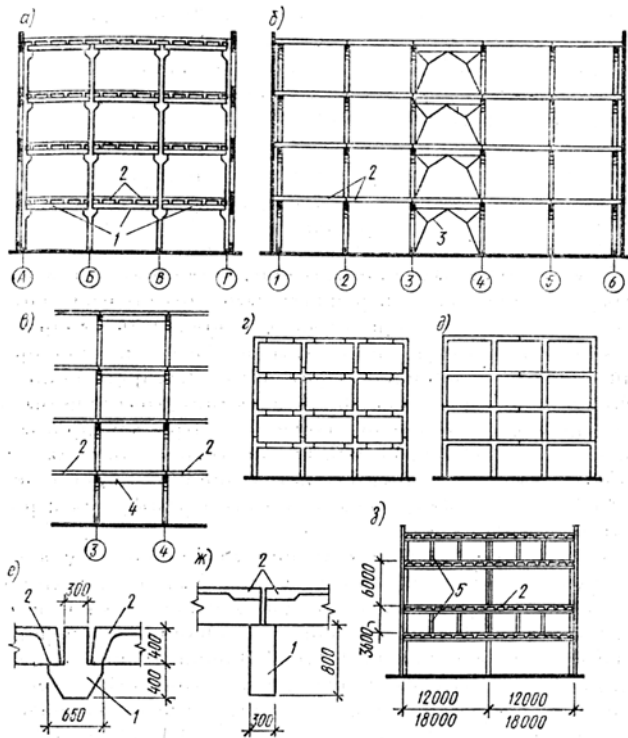


Рисунок 71

Рис. 12.5. Конструкции многоэтажных промышленных зданий:

1 — ригель поперечной рамы; 2 — плиты перекрытий; 3 — вертикальные продольные связи; 4 — продольные ригели, жестко связанные с колоннами; 5 — безраскосные фермы с параллельными поясами

(линейная разрезка). Возможны и иные решения (рис. 71 г, д); каждое из них имеет определенные достоинства и недостатки. В крестовой системе (рис. 71, г) стыки упрощаются за счет вынесения их в сечения с небольшими моментами. В конструкции, представленной на рис. 12.5, з, сокращается число типов элементов многоэтажных рам. Однако оба последних решения менее выгодны с точки зрения изготовления и транспортировки. Применение их может оказаться целесообразным в сейсмических районах.

Колонны стыкуют через 1, 2, 3 и даже 4 этажа; последнее — экономичнее, поскольку сокращается количество стыков. В большинстве случаев стык колонн устраивают с плоскими торцами колонн и осуществляют путем ванной сварки выпусков продольной рабочей арматуры с последующим омоноличиванием (см. рис. 5.5, а). Возможно соединение арматуры и устройство стыков с помощью эпоксидных смол и т. д. Сечение колонн 400X400 и 600X400 мм. Бетон классов С 16/20-С40/50.

Панели ребристые предварительно напряженные шириной 1500 мм обычно применяют для междуэтажных перекрытий. Панели, укладываемые по осям колонн, служат распорками и передают продольные нагрузки на связи, а также обеспечивают продольную устойчивость рам при монтаже.

Ригели бывают таврового и прямоугольного сечения, в первом случае панели опираются на полки, во втором — сверху ригеля (рис. 71 в, ж). Ригели для пролетов 6 м изготавливают из бетона классов С 12/15-С40/50, для пролетов 9 м — из бетона классов В20...В30, а для пролетов 12 м — из бетона классов С 25/30-С40/50. Ригели для пролетов 6 м изготавливают с ненапрягаемой и напрягаемой арматурой, а для пролетов 9...12 м — только с предварительно напряженной арматурой.

Если по условиям технологического процесса требуется большая сетка колонн, то здание проектируют с межферменными этажами (рис. 71з). В этом случае безраскосные фермы жестко связывают с колоннами, и они работают как ригели многоэтажных рам.

Если по условиям технологического процесса требуется большая сетка колонн, то здание проектируют с межферменными этажами (рис. 71з). В этом случае безраскосные фермы жестко связывают с колоннами, и они работают как ригели многоэтажных рам.

Если по условиям технологического процесса требуется большая сетка колонн, то здание проектируют с межферменными этажами (рис. 71з). В этом случае безраскосные фермы жестко связывают с колоннами, и они работают как ригели многоэтажных рам.

Межферменное пространство используют под производственные помещения. Многоэтажные производственные здания с относительно небольшими полезными нагрузками (до 12,5 кН/м²) могут решаться по связевой системе в обоих направлениях с применением облегченных конструкций каркаса. Колонны в этом случае имеют сечение 400X400 мм. Ригели таврового сечения соединяют с колоннами с помощью скрытого стыка (см. рис. 9.4, в). Плиты перекрытий могут быть плоскими высотой сечения 220 мм или ребристыми $h \approx 300$ мм. Пространственная жесткость таких зданий обеспечивается установкой на всех этажах

164

вертикальных элементов — диафрагм из железобетонных панелей, стальных связей или однопролетных многоэтажных рам.

В многоэтажных производственных и складских зданиях холодильников, мясокомбинатов, молокозаводов, рыбоперерабатывающих заводов, а также гаражей и т. п., в которых предпочтительны перекрытия без пустот с гладкими потолками, широко применяют сборные безбалочные перекрытия (см. гл. 9).

При высоких полезных нагрузках 30...50 кН/м² применяют сборно-монолитные конструкции перекрытий.

§ 10.5. Расчет многоэтажных зданий

Современные многоэтажные здания представляют собой сложные пространственные системы, состоящие из различных элементов и соединений, параметры (жесткость и т. п.) которых изменяются в процессе нагружения. Расчет таких зданий с учетом всех их конструктивных особенностей, характера нагрузок и воздействий является очень трудной задачей. Поэтому реальное сооружение в расчетах заменяется некоторыми идеализированными схемами, с той или иной полнотой отражающими действительную работу сооружения. Степень идеализации зависит от целей расчета, полноты и достоверности исходных данных и т. п.

При проектировании даже при учете только основных особенностей деформирования многоэтажных зданий их расчет производят с помощью ЭВМ. Для целого ряда конкретных сооружений и видов воздействий оказывается возможным использовать еще более упрощенные схемы, например, пространственную систему здания расчленять на части, каждая из которых рассчитывается независимо на приложенные к ней нагрузки как плоская система. В этих случаях для расчета могут использоваться хорошо известные проектировщикам инженерные методы расчета и вспомогательные таблицы. Такой подход оказывается необходимым для предварительной приближенной оценки усилий, возникающих в элементах здания, а во многих случаях он обеспечивает достаточную точность.

Расчет многоэтажных зданий производят на основные и особые сочетания нагрузок (см. гл. 2). При этом необходимо иметь в виду, что при высоте зданий более 40 м

164

учитывают помимо статической ветровой нагрузки динамическую составляющую этой нагрузки. При расчете вертикальных несущих элементов (колонн, стен) суммарные кратковременные нагрузки допускается снижать умножением на коэффициент β_{jt} , учитывающий пониженную вероятность одновременного нагружения вышерасположенных этажей полной нагрузкой [2].

■ Расчет рамных систем. Расчет начинают с установления погонных жесткостей ригелей и стоек. С этой целью предварительно назначают сечения элементов, пользуясь примерами ранее запроектированных аналогичных конструкций или путем приближенного расчета. В последнем случае сечение ригеля определяют по опорному моменту

$$M = (0,6\dots, 0,7) M_0; \quad M_0 = (g + v) l^2/8, \quad (12.1)$$

где g и v — постоянная и временная расчетные нагрузки на 1 м ригеля; l — расчетный пролет ригеля. Тогда

$$h_0 = 1,8 \sqrt{M/(R_b b)}; \quad b = (0,3\dots 0,4) h. \quad (12.2)$$

Сечение колонн

$$A_{col} = (1,2\dots 1,5) N/R_b, \quad (12.3)$$

где 1,2... 1,5 — коэффициент, учитывающий влияние изгибающего момента в колонне; N — продольная сила, подсчитанная в соответствии с грузовой площадью.

По результатам предварительного подбора сечений производят увязку сечений ригелей и колонн между собой и унификацию их размеров. В соответствии с принятыми размерами подсчитывают погонные жесткости ригелей и рам как для бетонных сечений.

Как уже указывалось, для расчета многоэтажных рам составлены программы для ЭВМ. При этом может быть учтена податливость узлов и другие факторы. Наряду с этим не утрачивают своего значения инженерные методы, применяемые при вариантном проектировании, при анализе решений, получаемых с помощью ЭВМ, и т. п. При приближенном расчете инженерным методом пространственный рамный каркас расчленяют на отдельные плоские рамы. Поскольку перемещения каркаса зданий обычно малы, используют принцип независимости действия сил и рассчитывают каждую раму отдельно на при

ходящиеся на нее вертикальные и горизонтальные нагрузки.

■ Расчет рам на вертикальные нагрузки. Если многоэтажные многопролетные рамы каркасных зданий имеют равные пролеты (или отличающиеся до 20%), одинаковую высоту этажей, а также одинаковую нагрузку по ярусам, то все узлы стоек таких рам, расположенных на одной вертикали, получают примерно равные углы поворота, в результате возникают равные узловые моменты с нулевыми точками эпюры моментов в середине высоты этажа (рис. 12.6, а). В этом случае многоэтажная рама может быть расчленена на ряд одноэтажных рам трех типов (рис. 12.6, б): верхнего, средних и нижнего этажей. Расчет каждой из этих рам производится по таблицам [24] при наиболее невыгодных сочетаниях постоянных и временных нагрузок. При этом опорные изгибающие моменты в ригелях рамы

$$M = (\alpha g + \beta v) l^2, \quad (12.4)$$

где α и β — табличные коэффициенты, зависящие от числа пролетов (два или три), схемы загрузки и соотношения жесткостей ригеля и стойки; g и v — постоянная и временная нагрузки на 1 м ригеля; l — пролет ригеля (между осями колонн).

Изгибающие моменты в стойках определяют как разность опорных моментов ригелей в узле путем распределения ее пропорционально погонным жесткостям стоек.

По полученным для различных возможных сочетаний постоянной и временной нагрузок моментам и поперечным силам строят объемлющую эпюру и производят перераспределение усилий. Если рама имеет более трех пролетов, то ее рассматривают как трехпролетную.

■ Расчет рам на горизонтальную (ветровую) нагрузку. Действующую на раму горизонтальную нагрузку заменяют сосредоточенными силами, приложенными к узлам рамы (рис. 72 в). В этом случае точки эпюры моментов стоек всех этажей, кроме первого, считают расположенными в середине высоты этажа, а в первом этаже (при защемленных в фундаментах стойках) — на расстоянии $2/3$ от места защемления (рис. 72 г).

Ярусная поперечная сила Q_i равна сумме горизонтальных вышерасположенных сил:

$$Q_i = W_n + W_{n-1} + \dots + W_{i+1} + W_i \quad (12.5)$$

и распределяется между отдельными стойками яруса (i -этажа) пропорционально их жесткостям:

$$Q_{col} = Q_i B / \sum_1^m B_k, \quad (12.6)$$

где B — жесткость рассматриваемой стойки i -го яруса; t — число стоек i -го яруса.

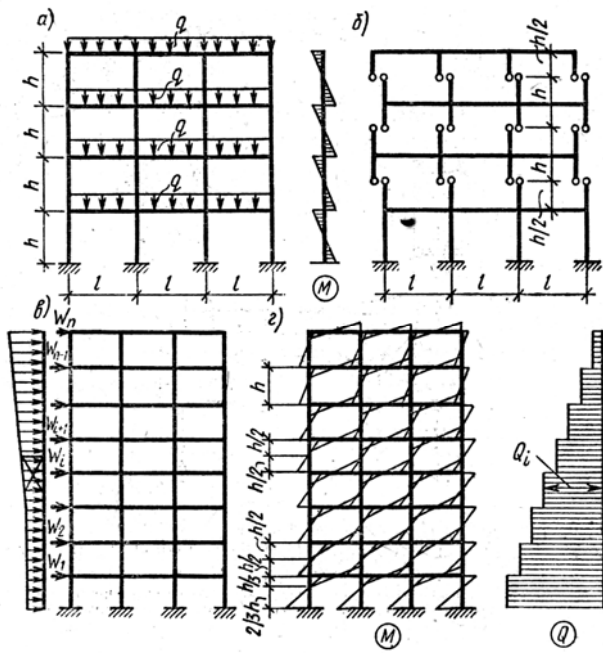


Рисунок 72

Рис. 12.6. К расчету многоэтажных рам на вертикальные (а, б) и горизонтальные (в, г) нагрузки:

Q_i — поперечная сила i -го яруса 1

Крайние стойки рамы имеют меньшую степень защемления в узле, чем средние, поэтому воспринимают меньшую долю ярусной поперечной силы. Это учитывается специальным коэффициентом $\rho < 1$ [13].

Найдя поперечные силы, вычисляют изгибающие моменты в стойках всех этажей, кроме первого:

$$M = Q_{col} h/2, \quad (12.7)$$

166

а для первого этажа моменты в стойке в верхнем M_t и нижнем M_b сечениях:

$$M_t = Q_{col} h/3, \quad M_b = Q_{col} 2h/3. \quad (12.8)$$

Опорные моменты в ригелях определяют из условия равновесия узлов.

По полученным для различных загрузок (постоянными и временными нагрузками) эпюрам изгибающих моментов и поперечных сил строят объемлющие эпюры, производят перераспределение усилий в ригелях вследствие пластических деформаций и по полученным усилиям ведут расчет сечений колонн и ригелей. Ригели рассчитывают как изгибаемые элементы по нормальным и наклонным сечениям, колонны — как внецентренно сжатые элементы на действие изгибающего момента и соответствующей ему продольной силы.

■ Определение перемещений рамы от горизонтальной нагрузки. Помимо расчета прочности многоэтажных зданий требуется проверка горизонтального смещения верха здания от ветровой нагрузки, которое не должно превышать 1/1000 высоты здания. Исследования показали, что горизонтальные перемещения многоэтажной рамы при отношении высоты здания к его ширине $H/B < 4$ вызываются главным образом общей сдвиговой деформацией здания вследствие взаимного смещения концов стоек — перекосов этажей (рис. 73). Углы перекоса $\rho = c/h$ (где c — линейный перекос, а h — высота этажа) могут

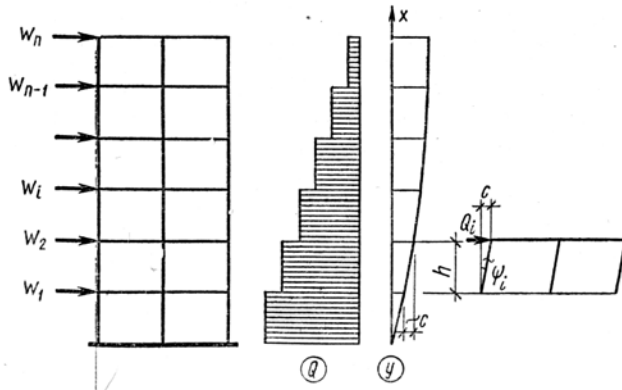


Рисунок 73

Рис. 12.7. К определению перемещений в рамной системе
167

быть приняты равными для всех стоек одного этажа. Для упругой рамы монотонной структуры, т. е. имеющей одинаковую во всех этажах погонную жесткость стоек и ригелей, угол перегиба i -го яруса.

$$\psi_i = Q_i/K, \quad (12.9)$$

где Q_i — сдвигающая сила, представляющая в данном случае ярусную поперечную силу [см. формулу (12.5)]; K — сдвиговая жесткость многоэтажного рамного каркаса, $K=h/c$, для монотонных рам $c=(i^2/12)X$; s и Γ — суммы соответственно погонных жесткостей стоек и ригелей этажа.

При числе этажей больше 5 расположение ригелей можно считать непрерывным по высоте. Тогда непрерывными будут нагрузка $w(x)$, поперечная сила $Q_f(x)$, перемещение $y(x)$. Угол перегиба будет представлять собой тангенс угла наклона касательной к линии прогибов:

$$\psi(x) = y'(x) = Q_f(x)/K. \quad (12.10)$$

Интегрируя (12.10), получим выражение для прогиба здания на любой высоте x :

$$y(x) = \int_0^x (Q_f/K) dx. \quad (12.11)$$

Используя зависимость $Q = w(H-x)$ для поперечной силы от равномерно распределенной нагрузки $w(x) = wt$ получим из (12.11) прогиб верха здания

$$y(H) = wH^2/(2K). \quad (12.12)$$

■ Расчет рамно-связевых и связевых систем. Эти системы в расчетном отношении оказываются сложнее рамных, что обусловлено наличием разнородных по характеру работы вертикальных несущих элементов, (сплошных и проемных диафрагм, рам) и многообразием связей между ними, большей этажностью зданий. В ряде случаев асимметрией плана здания и расположением диафрагмы или ядер жесткости и т. п. Расчет таких систем в настоящее время ведут в предположении упругой работы железобетона. В качестве основы для расчетов (в том числе на ЭВМ) рассматриваемых типов зданий используют расчетные модели, учитывающие наиболее важные особенности конструктивной схемы.

Наибольшее распространение в нашей стране и за рубежом получила дискретно-континуальная модель [17],

167

согласно которой несущая система здания представляется в виде пучка вертикальных отдельных (дискретных) элементов (столбов), соединенных между собой непрерывно распределенными по высоте (континуальными) связями. Под столбами понимают сплошные диафрагмы, простенки проемных диафрагм, колонны в зданиях рамно-связевой системы и т. п. Роль связей играют перекрытия, перемычки в проемных диафрагмах, сварные соединения и т. п. Исследования показали, что при количестве этажей более 5 перекрытия, перемычки и другие связи можно считать непрерывными, как бы «размазанными» по высоте здания. Столбы и связи сопротивляются изгибу, сдвигу и осевым усилиям. Заделка вертикальных элементов может приниматься жесткой или упругоподатливой. Применение

дискретно-континуальной модели позволяет свести задачу о расчете здания к системе линейных дифференциальных уравнений с постоянными коэффициентами. Число уравнений равно количеству швов между столбами. Уравнения могут быть составлены относительно перемещений, изгибающих моментов, продольных или поперечных сил в столбах, а также перерезывающих сил в связях и т. п.

Как уже отмечалось, расчет несущих систем, в том числе и на основе дискретно-континуальной модели, производят, как правило, на ЭВМ. Однако в практике проектирования для отдельных типов зданий возможны упрощения, позволяющие применять и ручной счет. Например, в симметричных зданиях с жесткими в своей плоскости перекрытиями (обеспечивающими одинаковое горизонтальное перемещение всех вертикальных элементов) плоскопараллельную несущую систему (рис. 74 а), образованную только рамами и сплошными диафрагмами, заменяют обобщенной рамно-связевой системой (рис. 74 б). При этом жесткость расчетной диафрагмы принимают равной сумме жесткостей вертикальных диафрагм одного направления, а жесткость рамы — суммарной жесткости всех ригелей и стоек рам каркасов того же направления.

Расчетные зависимости для рамно-связевой системы (рис. 74 а) получим, составив уравнения равновесия поперечных сил в вертикальных элементах [23]:

$$Q_{dg}(x) + Q_r(x) = Q_0(x), \quad (12.13)$$

где Q_{dg} — поперечная сила, воспринимаемая диафрагмой;

Q_r — то же, рамой; Q_0 — поперечная сила от внешней нагрузки, определяемая как в консольной балке.

Поперечная сила Q_r связана с прогибом здания у формулой (12.11), а сила Q_{dg} — известной из сопротивления материалов зависимостью для сплошного стержня

$$Q_{dg} = -B_{dg} y''', \quad (12.14)$$

где B_{dg} — жесткость расчетной сплошной диафрагмы.

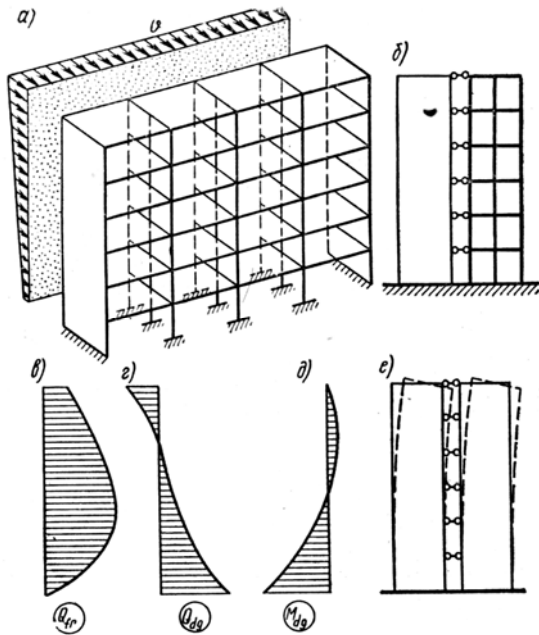


Рисунок 74

Рис. 12.8. К расчету рамно-связевых и связевых систем
Из (12.13) с учетом (12.10) и (12.14) получают

$$B_{dg} y''' - Ky' + Q_0 = 0. \quad (12.15)$$

Дифференцируя, получают

$$B_{dg} y'''' - Ky'' - w(x) = 0. \quad (12.16)$$

Вводя приведенные перемещения $y = \Delta y$ и произ-

ведя преобразования, получают окончательное уравнение для плоской рамно-связевой системы [23]:

$$s_2^2 y_1'''' - y_1'' - s_2^2 w(x) = 0, \quad (12.17)$$

где $s_2 = \sqrt{B_{dg}/K}$.

Решение уравнения (12.17) имеет вид

$$y_1 = A_1 + A_2 s_2 \varphi + A_3 ch\varphi + A_4 sh\varphi + y_{1,p}, \quad (12.18)$$

где $\varphi = x/s_2$ — безразмерная координата; $y_{1,p}$ — частное решение, зависящее от вида нагрузки, при равномерно распределенной нагрузке $U, P = -ws_2^2 \varphi^2/2$.

Производные постоянные L_2, L_3, L_4 находят из граничных условий:

$$\begin{aligned} y_1(0) = 0, \quad y_1''(\lambda) = 0, \\ y_1'(0) = 0, \quad y_1'(\lambda)/s_2^2 - y_1''(\lambda) = 0. \end{aligned} \quad (12.19)$$

Из формулы (12.18) получают выражение для перемещения, которое для $w(x) = w$ будет иметь вид

$$y_1 = ws_2^4 (\lambda\varphi - \varphi^2/2 + \chi ch\varphi - \lambda sh\varphi - \chi), \quad (12.20)$$

где $\lambda = H/s_2$ — характеристика жесткости здания; $\chi = (1 + \lambda sh\lambda)/(ch\lambda)$.

Имея выражение для прогиба, легко получить формулы для усилий в раме и диафрагме:

$$\begin{aligned} Q_{fr} = y_1'/s_2^2, \quad Q_{dg} = -y_1'', \\ M_{dg} = -y_1'. \end{aligned} \quad (12.21)$$

Из рис. 12.8, в. видно, что в отличие от рамной системы Q_{fr} уменьшается в основании до нуля вследствие разгружающего действия диафрагм. По найденному распределению Q_{fr} могут быть вычислены изгибающие моменты в стойках и ригелях по аналогии с рамными системами. Значения M_{dg} и Q_{dg} непосредственно используются для расчета сечений диафрагм.

Прогиб верха здания на основании (12.20)

$$y(H) = \frac{y_1(H)}{B_{dg}} = \frac{wH^2}{2K} \left[1 - \frac{2(\chi - 1)}{\lambda^2} \right] \quad (12.22)$$

меньше соответствующего прогиба (12.12) рамной системы.

Для высоких зданий ($H/B > 4$) необходимо учитывать Изгибающий момент $M = Nb$, возникающий вследствие продольных деформаций колонн. В этом случае при составлении уравнения равновесия поперечных сил необходимо

учесть дополнительный угол поворота, вызванный этим фактором [23].

Расчет связевых систем, приводящихся к плоскопараллельным, может быть также выполнен с использованием уравнения (12.16), причем в системах с глухими диафрагмами расчетное уравнение получим, если опустим в выражении (12.16) член, характеризующий сопротивление рамной части:

$$y_1'''' - w(x) = 0. \quad (12.23)$$

Полученная формула представляет известное из сопротивления материалов уравнение изгиба стержня (в данном случае консольного). Такой же результат можно получить при использовании консольной модели (рис. 74), являющейся частным случаем дискретно-континуальной и отражающей тот факт, что перекрытия с вертикальными элементами соединены шарнирно. Сопоставление результатов расчетов на основе дискретно-континуальной модели с более точными методами, а также с экспериментами на упругих моделях показывает, что эти результаты обеспечивают достаточную точность в зонах больших усилий, которые и являются определяющими при подборе сечений.

Существует также другая группа методов, базирующихся на так называемых дискретных расчетных моделях. Это метод стержневой аппроксимации и метод конечных элементов. При расчете по методу стержневой аппроксимации сплошные участки стен заменяют стержневой решеткой, а по методу конечных элементов — треугольными или прямоугольными конечными (т. е. малыми) элементами. Решение по обоим методам сводится к системе алгебраических уравнений, число которых зависит от числа узлов заменяющей модели. Точность решения повышается с уменьшением размеров элементов, одновременно увеличивается число узлов и порядок системы уравнений; для получения удовлетворительных результатов требуются ЭВМ с большим объемом памяти и высоким

быстродействием. Поэтому дискретные модели целесообразно использовать для уточнения расчетных усилий и деформаций (в зонах концентрации напряжений, резкого изменения жесткости элементов и т. д.).

■ Расчет панельных зданий. Многоэтажные панельные здания представляют собой пространственную систему, состоящую из отдельных пластин, ослабленных проемами и соединенных между собой податливыми связями.

170

Расчет выполняют на основе пространственных или плоских расчетных схем.

Пространственные расчетные схемы применяются в виде системы пластинок, составной системы тонкостенных стержней, призматических оболочек и т. п., соединенных между собой распределенными или сосредоточенными связями. Этот расчет является более точным, однако возможен лишь с применением ЭВМ.

Наряду с пространственными для приближенных расчетов применяют плоские схемы, среди которых наибольшее распространение получила схема, в которой здание расчленяется на вертикальные несущие элементы (включающие наружные и внутренние стены), рассматриваемые как консольные стержни. Принимается, что стержни шарнирно соединены между собой связями, обеспечивающими совместность поперечных перемещений стержней.

1. Охарактеризуйте конструктивные схемы многоэтажных зданий. 2. Основные конструктивные системы каркасных зданий. Их принципиальные отличия и способы обеспечения пространственной жесткости. 3. Конструкции многоэтажных каркасных гражданских зданий. 4. Конструкции бескаркасных зданий. 5. Конструктивные особенности многоэтажных промышленных зданий. 6. Основные принципы расчета современных многоэтажных зданий. Особенности определения действующих на них нагрузок. 7. Инженерный метод расчета железобетонных рам на вертикальные и горизонтальные нагрузки. 8. Определение перемещений рам от горизонтальных нагрузок. 9. Расчетные модели зданий рамно-связевой и связевой систем. 10. Расчет плоскопараллельной рамно-связевой системы на основе дискретно-континуальной модели. 11. Расчет плоскопараллельной связевой системы.

ТЕМА № 11 КАМЕННЫЕ И АРМОКАМЕННЫЕ КОНСТРУКЦИИ.

“Каменные и армокаменные конструкции” СНиП II-22-81.

1. Общие сведения

Каменная кладка состоит из искусственных или природных камней, объединенных в монолитный материал с помощью раствора.

Достоинством каменной кладки являются: огнестойкость, хорошие тепло и звукоизоляционные качества, долговечность, незначительные эксплуатационные расходы (наружные и внутренние стены, столбы, фундаменты и т.д.)

К недостаткам каменной кладки относится большая собственная масса, большие затраты ручного труда при возведении. Для устранения этих недостатков каменную кладку во многих случаях проектируют из крупных блоков, панелей с большой степенью заводской готовности.

В некоторых случаях для увеличения сопротивления внешним силовым воздействиям кладка армируется стальными продольными стержнями, сетками или железобетоном (рис. 37)

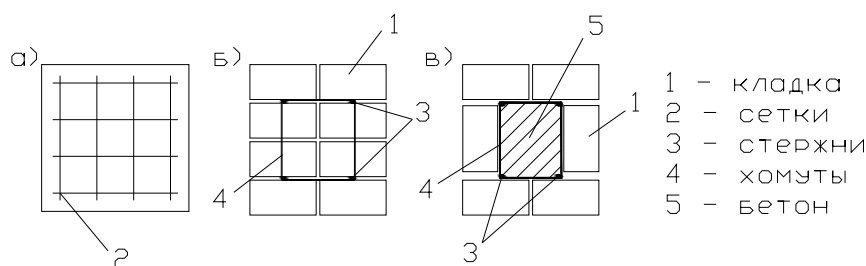


Рисунок 75. Виды кладки

а) с поперечным сетчатым армированием; б) с продольным армированием; в) комплексные конструкции (железобетонное армирование)

Конструкции из армированных кладок называют армокаменными (рис. 75), а из кладки и совместно работающего бетона – комплексными.

Материалы для каменных конструкций

Для каменных конструкций применяют искусственные и природные камни.

Искусственные камни:

- кирпич керамический сплошной (несущие стены, столбы),
- керамический пустотелый (наружные стены отапливаемых зданий),
- керамические и бетонные камни, блоки из тяжелого бетона (стены и фундаменты).

Природные камни из тяжелых пород:

- известняки, песчаники, граниты (облицовка стен, кладка фундаментов);

камни легких пород:

- туф, известняк, ракушечник (в некоторых районах возводят стены).

Основной характеристикой каменных материалов является прочность

(марка) кгс/см²

М 250-1000 – высокопрочные
75-200 – средней прочности
4-50 – низкой прочности

Примечание [Д148]: какие ед измерения сейчас?

Примечание [Д149]: На какие марки делятся сейчас?

К каменным материалам также предъявляются требования по морозостойкости, водостойкости, объемной массе, процент пустотности (наружные стены, фундаменты).

Морозостойкость(МРЗ) установлена для каменной кладки от 10 до 300.

Наиболее часто применяется МРЗ 15 – МРЗ 50.

Растворы для каменных кладок.

В зависимости от применяемого вяжущего различают следующие виды растворов:

- цементные;
- известковые;
- смешанные (цементно-известковые /наиболее распространенные/, цементно-глиняные)

Прочность раствора также характеризуется его *маркой (прочность куба с ребром 7,07 см в возрасте 28 суток)*. Нормами установлены марки от 4 до 200. Для наружных стен назначают марку раствора не ниже 10, для цоколей при влажном грунте не ниже 25.

Прочность каменной кладки

Прочность каменной кладки зависит от прочности и вида камня и раствора, возраста кладки, её качества и др. факторов. Камни и раствор в кладке находятся в условиях сложного напряженного состояния из-за неровной поверхности кирпича или камня, а также неодинаковой толщины и плотности раствора. Различают прочность кладки при сжатии, растяжении, срезе, местном смятии.

В расчет вводят сопротивления кладок различных видов на растворах разных марок, установленные в результате статистической обработки испытаний образцов. Прочность по не перевязанному сечению ниже, чем по перевязанному.

При расчете стен, столбов, простенков применяют прочность кладки при сжатии R . Эта характеристика всегда меньше прочности камня, какой бы высокопрочный не был раствор.

При расчете цилиндрических резервуаров используется прочность при осевом растяжении кладки – R_t ;

При расчете обсыпных подпорных стен используются также расчетный сопротивления кладки на растяжение при изгибе R_{tb} и срезе R_{sq} .

Все перечисленные сопротивления приведены в нормах.

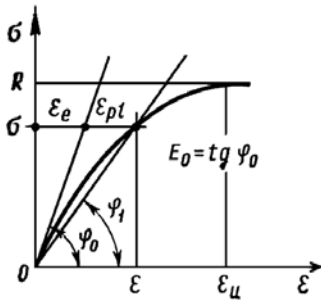
Деформативность каменной кладки

Рисунок 76. Зависимость «напряжение-деформация» кирпичной кладки при сжатии

Как и в бетоне, деформации кирпичной кладки под нагрузкой складываются из упругой ε_e и неупругой ε_{pl} , проявляемые при длительном действии нагрузки. Основным их источником являются деформации ползучести, развивающиеся в растворных швах. При небольших напряжениях до 0,2 от временного сопротивления кладки R_u кладка работает упруго и ее деформативность характеризуется начальным модулем упругости $E_0 = \operatorname{tg} \varphi_0$, который для неармированной кладки определяется по формуле:

$$E_0 = \alpha \cdot R_u$$

где α - упругая характеристика кладки (из табл 15 [2])

$$R_u = k \cdot R,$$

где k – коэффициент зависящий от вида кладки и равный 2 для кладки из кирпича (стр 368 [6])

При более высоких напряжениях модуль деформаций становится переменной величиной, равной в каждой точке кривой $\sigma - \varepsilon$ секущего модуля деформации (см. рис. 76):

$$E = \frac{\sigma}{\varepsilon} = \operatorname{tg} \varphi_1$$

При расчете конструкций по прочности в соответствии с нормами

$$E_0 = 0,5 \cdot E$$

При определении деформации кладки от продольных или поперечных сил, периода колебания каменной кладки, жесткости, модуль деформации принимается равным

$$E_0 = 0,8 \cdot E$$

Примечание [Д150]: Что это?

Особенности расчета каменных и армокаменных конструкций

Расчет каменных и армокаменных конструкций ведут по методу

пределных состояний: первая – по несущей способности (прочности и устойчивости), вторая – по образованию и раскрытию трещин и по деформациям.

По I группе предельных состояний расчет выполняют для всех видов конструкций всегда, а по II-й группе предельных состояний производится дополнительный расчет для конструкций, где не допускаются трещины или ограничена ширина их раскрытия.

Цель расчета – подбор сечений элементов конструкций или проверка имеющихся сечений.

Расчетную несущую способность определяют в зависимости от геометрических размеров сечения, расчетного сопротивления кладки R и коэффициентов условий работы.

Расчетное сопротивление определяют с учетом разброса механических свойств с помощью коэффициента γ и равно:

$$R = R_u / \gamma$$

где R_u – временное сопротивление кладки

$\gamma=2$ – при работе кладки на сжатие

$\gamma=2,25$ – при работе кладки на растяжение

В расчеты также вводятся коэффициенты надежности по нагрузке γ_f и коэффициенты условий работы γ_c

Расчет по несущей способности производят из условия:

$$F \leq F_u$$

где F – расчетное усилие

F_u – расчетная несущая способность элемента

Вычисленные напряжения, деформации и ширина раскрытия трещин не должны превышать предельных значений, установленных [2]

Расчет неармированных конструкций

Расчет прочности центрально-сжатых элементов

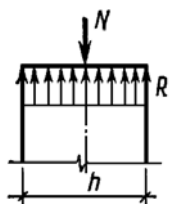


Рисунок 77. К расчету элемента на центральное сжатие

Расчет прочности центрально-сжатых элементов по несущей

способности производят в предположении равномерного распределения напряжений по сечению по формуле:

$$N = m_g \cdot \varphi \cdot R \cdot A$$

где N – расчетная продольная сила;

m_g – коэффициент, учитывающий снижение несущей способности вследствие ползучести кладки (вычисляется по п.4.7.2. [2]);

φ – коэффициент, учитывающий снижение несущей способности элемента за счет продольного изгиба, зависящий от гибкости элемента λ и упругой характеристики кладки α ;

A – площадь поперечного сечения элемента

$$\lambda = \frac{l_0}{i} - \text{отношение расчетной длины к радиусу инерции сечения}$$

$$\lambda = \frac{l_0}{h} - \text{для прямоугольного сечения (} h \text{ – наименьший размер сечения)}$$

В элементах (стенах и столбах многоэтажных зданий), имеющих неподвижные горизонтальные опоры $l_0 = H$ этажа.

В элементах, имеющих упругую верхнюю опору (стенах и столбах одноэтажных промышленных зданий)

$$l_0 = 1,25 \cdot H_{\text{эт}} - \text{для многопролетных зданий}$$

$$l_0 = 1,5 \cdot H_{\text{эт}} - \text{для однопролетных зданий}$$

$$l_0 = 2 \cdot H_{\text{эт}} - \text{в свободностоящих стенах и столбах}$$

Значение коэффициентов φ и т.д. определяют согласно условий защемления концов элемента в зависимости от расположения расчетных сечений по высоте l_0 .

Подбор сечения сжатых элементов производят путем последовательных приближений.

Предварительно определяют по нормам расчетное сопротивление кладки сжатию, задавшись маркой и видом камня и раствора. Размеры столба или стены вычисляют по формуле (95) при $m_g=1$ и $\varphi=0,9$.

По найденным размерам определяют гибкость элемента, уточняют по [2] значения m_g и φ и производят повторный расчет.

Примечание [Д151]: Что это? Где это в книге найти?

Расчет прочности внецентренно сжатых элементов

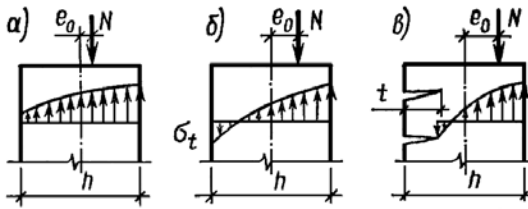


Рисунок 78. К расчету внецентренно сжатых элементов

Если продольная сжимающая сила N приложена с эксцентриситетом или в сечении одновременно действует центрально приложенная сила N и изгибающий момент M , то каменные конструкции работают как внецентренно сжатые эквивалентно одной силе N , но приложенной с эксцентриситетом $e_0 = \frac{M}{N}$.

При малых эксцентриситетах – все сечение сжато (рис. 78,а). По мере увеличения e_0 - возникает растяжение (рис. 78,б). Когда эти растягивающие напряжения превысят прочность шва на растяжение, образуются трещины (рис.78,в).

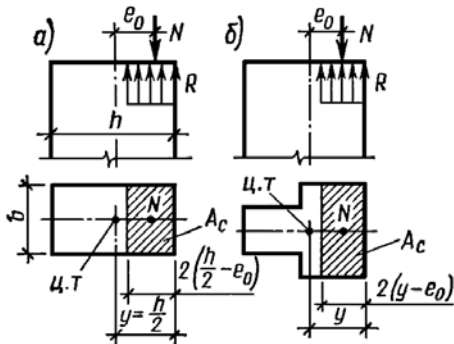


Рисунок 79. Расчетная схема внецентренно сжатых элементов

При этом под нагрузкой работает сечение высотой равной $h-t$ (см.рис.78.в) и эксцентриситет уменьшается на величину $t/2$.

При расчете прочности внецентренно сжатых элементов используют эмпирические формулы, основанные на следующих допущениях(см. рис.79):

- напряжения в сжатой зоне считаются распределенными равномерно;
- неравномерность распределения напряжений по сечению учитывает коэффициент $\omega \geq 1$; при $e_0 = 0$ $\omega = 1$

$$\omega = 1 + \frac{e_0}{h} \leq 1,45$$

- при наличии растянутой зоны (бетона) в расчеты она не включается;

Расчет внецентренно сжатых элементов производится по формуле:

$$N = m_g \cdot \varphi_1 \cdot R \cdot A_c \cdot \omega$$

m_g – коэффициент, учитывающий снижение несущей способности вследствие ползучести кладки (вычисляется по п.4.7.2. [2]);

φ_1 – коэффициент продольного изгиба, равный среднему арифметическому между коэффициентом продольного изгиба φ для всего сечения высотой h и коэффициентом продольного изгиба для сжатой части сечения высотой h_c

для прямоугольного сечения $h_c = h - 2 \cdot e_0$ (см. стр.372-373 [6])

При расчете несущих и самонесущих стен толщиной 25 см и менее следует учитывать случайный эксцентриситет e_v , равный:

- 2 см – для несущих стен;
- 1 см – для самонесущих.

В дальнейших расчетах этот эксцентриситет суммируется с эксцентриситетом e_0 (от продольной силы)

Примечание [Н152]: При расчете несущих и самонесущих стен толщиной 25 см и менее следует учитывать случайный эксцентриситет e_v , равный:
 - 2 см – для несущих стен;
 - 1 см – для самонесущих.
 В дальнейших расчетах этот эксцентриситет суммируется с эксцентриситетом e_0 (от продольной силы)

Площадь сжатой зоны сечения (прямоугольного) определяют по формуле:

$$A_c = h_c \cdot b = A \cdot \left(1 - 2 \cdot \frac{e_0}{h}\right)$$

при $e_0 = 0$ $A_c = A$.

Небольшое раскрытие трещин допускается в:

- прямоугольных сечениях при $e_0 \leq 0,35 \cdot h$
- тавровых сечениях $e_0 \leq 0,7 \cdot y$

где y – сморти **рис.79.б**

При несоблюдении этого неравенства помимо расчета прочности необходим расчет кладки по раскрытию трещин.

Также предусмотрено минимальное расстояние 2 см от линии действия силы до более сжатого края сечения, а наибольшая величина эксцентриситета $e_0 + e_v$ не должна превышать:

Таблица 3

	Во внецентренно сжатых без продольного армирования в растр. зоне	Для стен толщиной 25 см и <
Для основных сочетаний нагрузок	0,9 y	0,8 y
Для особых сочетаний нагрузок	0,95 y	0,85 y

Расчет на смятие (местное сжатие)

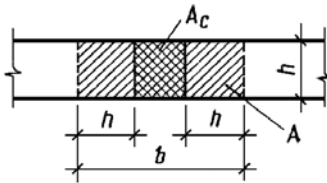


Рисунок 80. К определению расчетных площадей при местном смятии

При действии нагрузки на ограниченную область в кладке возникает местное сжатие или смятие. При этом несущая способность сечения определяется из условия:

$$N_c \leq \psi \cdot d \cdot R_c \cdot A_c,$$

где N_c - величина местной нагрузки;

ψ - коэффициент полноты эпюры давления от местной нагрузки (равномерно распределенной - $\psi=1$; треугольной - $\psi=0,5$)

d - коэффициент, учитывающий пластическую работу материала (для кирпичной и виброкирпичной кладки $d=(1,5-0,5\psi)$);

Примечание [Д153]: Что такое виброкирп кладка?

R_c - расчетное сопротивление при местном смятии $R_c = \xi \cdot R$, где

$\xi = \sqrt{A/A_c} \leq \xi_1$. Учитывая максимально допустимое значение R_c

$\xi_1 = 1 \dots 2$ (от вида кладки и схемы расположения). $A = b \times h$ - расчетная площадь сечения кладки (по всей ширине b). R - расчетное сопротивление кладки сжатию.

A_c - площадь смятия

Для кладки из кирпича и бетонных камней допускается $\psi \cdot d = 1$, если под опорами изгибаемых элементов не требуется установка распределительных плит.

Расчет прочности изгибаемых элементов

Стены здания между колоннами, подпорные стенки с контрфорсами (верт.) и т.п. конструкции работают на изгиб. Проектирование предусматривает их изготовление из кладок, работающих только по перевязанному сечению.

Примечание [Д154]: Почему в скобках?

При этом кладку рассматривают как упругий материал, а сечение рассматривают на действие изгибающего момента M и поперечных сил Q . При действии M должно выполняться условие:

$$M \leq R_{tb} \cdot W$$

где R_{tb} - расчетное сопротивление кладки растяжению по перевязанному

шву;

W – момент сопротивления кладки при упругой её работе.

При действии Q должно выполняться след. условие:

$$Q \leq R_{tw} \cdot b \cdot z$$

где R_{tw} – расчетное сопротивление кладки главным растягивающим напряжениям при изгибе, численно равным R_{tb} ;

b – ширина сечения

z – плечо пары сил; $z=2h/3$ – для прямоугольного сечения

Расчет по образованию и раскрытию трещин (швов кладки) внецентренно сжатых элементов ($e_0 > 0,7y$)

При этом расчете определяют крайние напряжения в сечениях по неперевязанному шву, в предположении упругой работы кладки, которые не должны превышать расчетного сопротивления кладки неперевязанному сечению, умноженному на коэффициент условий работы:

$$-N/A \pm M/W \leq \gamma_r \cdot R_{tb}$$

где N – расчетная продольная сила;

W – момент сопротивления сечения;

γ_r – коэффициент условий работы, (зависит от предположительного срока службы конструкции, характера и условий работы кладки) определяемый по **нормативу**.

Примечание [Д155]: Каком у и какая таблица?

Полагая, что $M = N \cdot e_0$, преобразуя **формулу (101)**, получим:

$$N \leq \frac{\gamma_r R_{tb} A}{\frac{A(h-y)e_0}{I} - 1}$$

где I – момент инерции сечения;

$(h - y)$ – расстояние от центра тяжести сечения до наиболее удаленной растянутой грани

Конструкции, в которых по условиям эксплуатации не может быть допущено появление трещин в штукатурке покрытий или других, должны быть проверены по допускаемым деформациям растянутых поверхностей на действие нормативной нагрузки, приложенных после нанесения покрытия.

При осевом растяжении:

$$N \leq E \cdot A \cdot \varepsilon_u$$

при внецентренном сжатии:

$$N \leq \frac{E \cdot A \cdot \epsilon_u}{\left[\frac{A \cdot (h-y) \cdot e_0}{I} - 1 \right]}$$

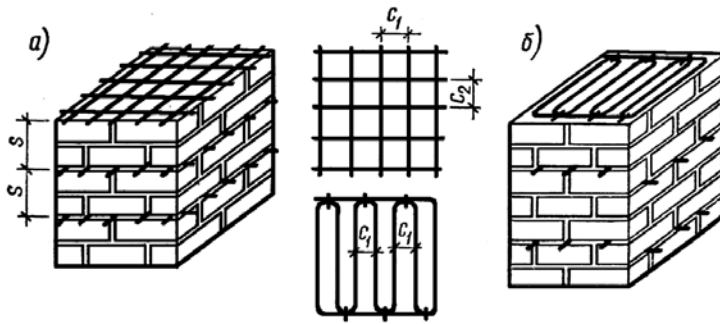
E – модуль деформации кладки $E = 0,8 \cdot E_0$

ϵ_u - передельная деформация кладки, назначается от вида штукатурки.

При изгибе $M \leq \frac{E \cdot I \cdot \epsilon_u}{(h-y)}$

Армокаменные конструкции

1. Сетчатое армирование (поперечное)



а — прямоугольными сетками; б — сетками «зигзаг»

Рисунок 81. Косвенное армирование каменной кладки

В кирпичных столбах и простенках малой гибкости $l_0/h \leq 15$ при $l_0 \leq 0,17 \cdot h$ усиливают каменные сжатые элементы поперечным армированием сетками. Арматурные стержни сеток, работая на растяжение повышают несущую способность кладки и препятствуют её расширению в поперечном направлении (особенно эффективно в центрально сжатой кладке).

Для изготовления сеток используется арматура из сталей классов S240, S500-проволока.

При диаметре проволоки 4...6 мм применяются прямоугольные сетки (рис. 81, а). Расстояние между стержнями c_1 и c_2 должно быть не более 12 см и не менее 3 см. Сетки зигзаг (рисунок 81, б) укладывают в двух смежных горизонтальных швах так, чтобы направление стержней было взаимно перпендикулярно.

Наибольший диаметр проволоки 8 мм. Сетки укладывают по высоте кладки S не реже чем через 5 рядов кладки из обыкновенного кирпича или 40 см для других видов камней. Степень насыщения кладки сетчатой арматурой характеризуется процентом армирования кладки по объему (μ).

$$\mu_{\min} = 0,1\% \quad \mu_{\max} = 1\%$$

Для сеток с квадратными ячейками:

$$\mu = \frac{2 \cdot A_{st}}{c \cdot S} \cdot 100\%$$

где A_{st} - площадь сечения арматуры;

c - размер ячейки;

S - расстояние между сетками по высоте

Расчет элементов с поперечным армированием при центральном сжатии.

Расчет элементов с поперечным армированием при центральном сжатии

Примечание [Д156]: НАПИСАТЬ СООТН-Е А1-А111 И S240-S1400 И В ТАБЛ В ПРИЛОЖЕНИЕ

аналогично расчету центрально сжатых неармированных элементов

$$N = m_g \cdot \varphi \cdot R_{sk} \cdot A$$

R_{sk} - расчетное сопротивление при центральной сжатии для армированной кладки из кирпича марки М25 и выше:

$$R_{sk} = R_1 + \frac{2 \cdot \mu \cdot R_s}{100}$$

для кладки на растворе ниже М25:

$$R_{sk} = R_1 + \frac{2 \cdot \mu \cdot R_s}{100} \cdot \frac{R_1}{R_{25}}$$

R_1 - расчетное сопротивление сжатию неармированной кладки в указанные сроки твердения

R_s - расчетное сопротивление арматуры с учетом коэффициентов работы.

для S240 $\gamma_{cs} = 0,75$

для S500-проволока $\gamma_{cs} = 0,6$

R_{25} - расчетное сопротивление кладки при марке раствора 25

Продольное армирование

Продольная арматура может быть установлена внутри кладки (рис. 37, б) или снаружи. Марку раствора применяют не ниже 50; арматурную сталь классов S240, S500-проволока. Во всех случаях продольная арматура связывается с кладкой хомутами, расстояние между которыми в сжатых элементах должно быть:

- снаружи $15d$
- внутри $20d$

Т.к. работа армокаменных конструкций с продольным армированием аналогична работе ЖБК того же типа, поэтому расчет их производят по той же методике, что и ЖБК.

Однако в центрально сжатых и изгибаемых элементах сопротивление кладки используется лишь на 85%, поэтому в расчеты сопротивления кладки вводят коэффициент работы 0,85

Для центрально сжатых элементов:

$$N \leq m_g \cdot \varphi \cdot (0,85 \cdot R \cdot A + R_{sc} \cdot A_{sc}) \quad (108)$$

Продольная арматура применяется в центрально сжатых элементах в виде исключения (выгоднее увеличить сечение или армировать сетками).

Наряду с армированием усиление кладки может выполняться с помощью железобетона (см.рис37.в). При возведении такой комплексной конструкции кладка служит опалубкой для бетона. Расчет комплексной конструкции аналогичен расчету элементов с продольным армированием жесткости.

Примечание [Д157]: написать соотношение A1-A111 и S240-S1400

Примечание [Н158]: Убрать абзац?

Для возведения комплексных конструкций (применяются редко в сейсмических районах) (рис. 1, в) применяют бетон класса В7,5...В10, арматуру А-II и А-III. Площадь сечения арматуры должна быть не менее 0,2% и не более 1,5% площади сечения бетона.

Центрально сжатые:

$$N \leq m_g \cdot \varphi \cdot (0,85 \cdot$$

(24)

ТЕМА № 12

ПРОЕКТИРОВАНИЕ КАМЕННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ЗДАНИЙ

§ 12.1. Конструктивные схемы каменных зданий

Современное каменное здание представляет сложную пространственную систему, воспринимающую все действующие нагрузки. Расчет здания как пространственной системы сложен, поэтому в практике проектирования здание расчленяют на более простые схемы. При выборе расчетной схемы исходят из того, что стены и столбы при работе на горизонтальные нагрузки опираются на междуэтажные перекрытия, покрытия и поперечные стены. Жесткость этих конструкций в значительной мере определяет характер работы стен и столбов сооружения. В соответствии с этим согласно нормам [5] опоры стен и столбов по степени жесткости делят на жесткие и упругие, а здания — на здания с жесткой и упругой конструктивной схемой.

■ Здания с жесткой конструктивной схемой. К ним относят в основном жилые и общественные здания, в которых поперечные стены располагаются довольно часто ($l < l_{ш}$). В этом случае покрытия практически не деформируются при горизонтальных нагрузках и могут рассматриваться как жесткие опоры для стен и столбов.

183

Предельные расстояния $l_{ш}$ между поперечными стенами зависят от марки камня и раствора, вида кладки, типа перекрытия и т. п. Например, для элементов из кирпича М50 и выше на растворе марки не менее 10 при сборных железобетонных перекрытиях $l_{ш} = 42$ м, а при монолитных — 54 м. В качестве поперечных стен, которые могут рассматриваться как жесткие опоры для перекрытий при воздействии горизонтальных нагрузок, принимаются каменные и бетонные стены толщиной не менее 12 см и железобетонные стены толщиной не менее 6 см.

■ Здания с упругой конструктивной схемой. К ним относятся производственные одноэтажные здания с несущими стенами из каменных материалов и многоэтажные со значительными расстояниями между поперечными устойчивыми конструкциями ($l > l_{ш}$). Покрытия и перекрытия в таких зданиях получают заметные перемещения при горизонтальных нагрузках и рассматриваются как упругие смещающиеся опоры для стен и столбов.

Каменные стены в зависимости от конструктивной схемы здания подразделяют на несущие, воспринимающие нагрузки от собственной массы, ветра, перекрытий, покрытия и т. п.; самонесущие, воспринимающие нагрузку только от собственной массы стен всех вышележащих этажей и ветровую; ненесущие, воспринимающие только нагрузку от собственной массы и ветра в пределах одного этажа.

Толщину стен зданий назначают из теплотехнических требований и проверяют на прочность. Однако при проектировании и возведении стен и столбов должен быть выполнен ряд общих требований, не зависящих от результатов расчета на прочность. К числу этих требований относятся: ограничение гибкости стен и столбов, допустимые минимальные марки камней и растворов в зависимости от требуемой надежности конструкций и долговечности зданий, предельные эксцентриситеты и т. п.

Допустимые гибкости несущих стен и столбов зависят от группы кладки и марки раствора. Для раствора М25 и кладки первой группы* ($\beta/lz_{ш}$) = 22, для кладки второй группы ($\beta/lz_{ш}$) = 20 [5]. Для наиболее нагруженных стен и столбов, во избежание их утолщения, следует применять кирпич марок по прочности на сжатие 150 и бо

* Неармированные кладки в зависимости от вида кладки, а также прочности камней и растворов подразделяются на четыре группы [5].

184

лее, Наименьшая марка цементно-известкового раствора для наружных стен зданий первой группы равна 10.

Под влиянием изменения температуры наружного воздуха в конструкциях возникают деформации укорочения и удлинения, которые в стенах большой протяженности могут вызвать трещины. Чтобы предотвратить это, стены разрезают вертикальными швами, расстояние между которыми принимают по нормам в зависимости от расчетной зимней температуры, вида камней и марки раствора. Для стен из керамического кирпича на раство-

ре марки 50 и средней температуры наружного воздуха наиболее холодной пятидневки — 40°C расстояние между деформационными швами должно быть не более 50 м, а при растворе до М 25—60 м.

В зданиях с наружными кирпичными стенами и внутренним сборным железобетонным или металлическим каркасом длину температурного отсека назначают так, чтобы швы в стенах и элементах каркаса совпадали.

§ 18.2. Расчет каменных конструкций зданий

■ Здания с жесткой конструктивной схемой. Стена такого здания представляет собой вертикальную неразрезную балку, неподвижными шарнирными опорами которой являются перекрытия. Стена загружена вертикальной нагрузкой от собственного веса и нагрузками от опирающихся на нее перекрытий. С целью упрощения расчета допускается стены и столбы считать расчлененными по высоте на отдельные балки (рис. 82 а) с расположением опорных шарниров в плоскости опирания перекрытий. При этом нагрузками на стену в каждом этаже является: нормальная сжимающая сила N_i от веса вышерасположенных участков стены и перекрытий и нагрузка N_2 от перекрытия над рассматриваемым этажом. Нагрузка N_i считается приложенной в центре тяжести сечения стены, расположенной над рассчитываемым этажом. Если толщина стены в рассчитываемом и вышележащем этажах одинакова, то сила N_i вызывает только центральное сжатие, если же имеется несимметричное изменение толщины стены (рис. 82б), то сила N_i имеет эксцентриситет e_i относительно центра тяжести сечения стены в рассчитываемом этаже и создает момент M_i

Нагрузка N_2 всегда имеет эксцентриситет e_2 относительно центра тяжести стены и создает момент M_2

184

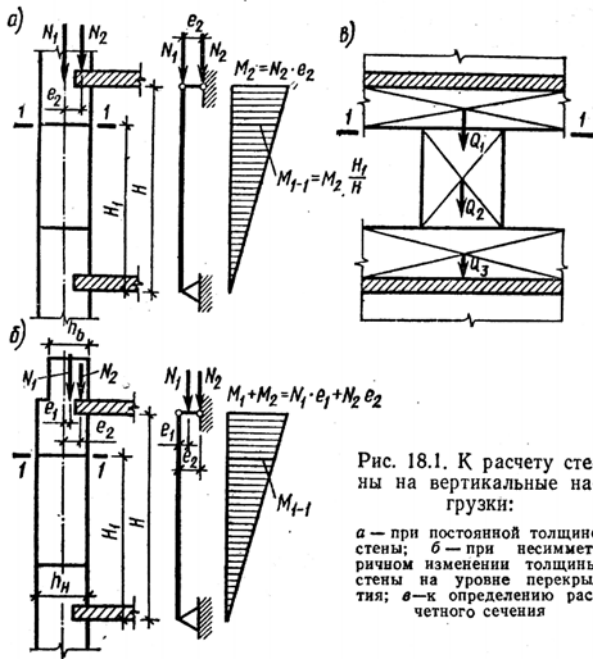


Рис. 18.1. К расчету стены на вертикальные нагрузки:
а — при постоянной толщине стены; б — при несимметричном изменении толщины стены на уровне перекрытия; в — к определению расчетного сечения

Рисунок 82

При этом давление перекрытия на стену принимается по треугольному закону, если же под элементом перекрытия имеется жесткая подкладка, то точка приложения силы N_2 принимается в середине подкладки. Эпюра моментов от сосредоточенного момента M_2 (а при изменении толщины стены — от суммарного момента $M_{1-1} + M_2$) имеет вид треугольника с максимальной ординатой на уровне низа перекрытия. Таким образом на стену рассчитываемого этажа действует сжимающая сила $N = N_1 + N_2$ и момент M_2 или $M_{1-1} + M_2$, т. е. стена работает на внецентренное сжатие.

Расчетным элементом стены является простенок. Расчету подлежит сечение 1—1 в уровне верха простенка (рис. 82, в). Подсчитав в этом сечении M и N (с добавлением нагрузки от

собственной массы Q), определяют эксцентриситет $e_0 = M/N$. Зная e_0 и задавшись марками камня и раствора, по нормам [5] определяют расчетные сопротивления кладки R и производят проверку прочно-

185

сти стены по формуле (17.2), предварительно подсчитав k и определив коэффициенты m_g и ϕ . Если несущая способность простенка недостаточна, то следует повысить марки камня и раствора, увеличить ширину простенка или толщину стены. Дополнительные усилия от ветровой нагрузки для зданий с жесткой конструктивной схемой невелики и учитываются только при большой высоте этажа. Внутренние столбы зданий с жесткой конструктивной схемой рассчитывают обычно на центральное сжатие. Расчет их сводится к определению действующих нагрузок и проверке несущей способности по формуле (17.1). Увеличение несущей способности столбов в каждом последующем этаже (сверху вниз) достигается повышением марок материалов, увеличением размеров сечения или введением сетчатого армирования.

Стену подвала рассматривают как одностороннюю вертикальную балку, нагруженную продольной сжимающей силой N_u передаваемой стеной здания, внецентренно приложенной нагрузкой N_2 от перекрытий над подвалом, создающей момент $M_2 = N_2 e_2$, а также боковым давлением грунта, вызывающим изгиб стены подвала в пределах ее высоты. Если центр тяжести сечения стены подвала смещен относительно центра тяжести сечения стены в первом этаже, то изгибающий момент возникает и от нагрузки N_h . При определении величины бокового давления грунта необходимо учитывать временную равномерно распределенную нагрузку, расположенную на поверхности земли и принимаемую равной 10 кН/м^2 .

■ Здания с упругой конструктивной схемой. Эти здания рассчитывают как раму, стойками которых являются наружные стены и внутренние столбы, заземленные в фундаментах и шарнирно соединенные поверху покрытием. Покрытия считаются бесконечно жесткими в горизонтальном направлении.

Расчет несущих конструкций одноэтажных зданий с упругой конструктивной схемой производят для двух стадий работы: для неоконченного строительства здания при отсутствии покрытия; для законченного строительством здания.

В первом случае стены и столбы рассчитывают как свободно стоящие, заделанные в фундамент, во втором случае стены рассчитывают как стойки рам (аналогично изложенному в гл. 11). Если в первом случае несущая способность стен оказывается недостаточной, то обычно стены временно раскрепляют.

185

§ 18.3. Каменные конструкции, возводимые в зимнее время

В соответствии с нормами допускается возведение каменных зданий в зимних условиях. Зимнюю кладку выполняют: на растворах марки 50 и выше с химическими добавками; способом замораживания на растворе не ниже марки 10, без химических добавок с замерзанием раствора в кладке и последующим оттаиванием в естественных условиях и т. д.

Расчет элементов каменных конструкций, возводимых методом замораживания, производят для двух стадий готовности здания: для законченного здания в возрасте 28 сут после оттаивания и для стадии оттаивания.

Для законченного здания прочность зимней кладки принимают ниже летней в зависимости от температурных условий возведения зданий. Если кладку выполняют при температуре до -15°C , то ее расчетную прочность снижают введением коэффициента 0,9. При температуре от -15° до -30°C вводят коэффициент 0,8.

При расчете в стадии оттаивания расчетную прочность раствора принимают: 0,2 МПа при растворах марки 25 и выше на портландцементе и толщине кладки более 38 см; равной нулю при растворах на шлакопортландцементе, а также при толщине кладки менее 38 см. Так как в зимней кладке снижается сцепление раствора с камнем и арматурой, что ведет к уменьшению прочности кладки, то это учитывают введением дополнительных коэффициентов условий работы.

При возведении кладки методом замораживания должны быть предусмотрены специальные мероприятия по ее укреплению, так как при осадке в период оттаивания кладка может

отклониться от вертикали и получить дополнительные напряжения. Для этой цели на уровне междуэтажных перекрытий устраивают стальные связи из арматуры в углах и в местах примыкания и пересечения стен. Связи должны заходить в каждую из примыкающих стен на 1...1.5 м и заканчиваться на концах анкерами.

?1. По каким признакам различаются здания с жесткой и упругой конструктивной схемой? 2. Расчет здания с жесткой конструктивной схемой. 3. Основные принципы расчета здания с упругой конструктивной схемой. 4. Назначение температурных швов. 5. Особенности расчета каменных конструкций в зимнее время.

Рисунок 1. Схемы разрушения балок:	2
Рисунок 2. Структура бетона	7
Рисунок 3. Кривая распределения случайных величин	9
Рисунок 4	Ошибка! Закладка не определена.
Рисунок 5	Ошибка! Закладка не определена.
Рисунок 6	13
Рисунок 7	13
Рисунок 8	15
Рисунок 9	16
Рисунок 10	17
Рисунок 11	18
Рисунок 12	21
Рисунок 13	22
Рисунок 14	25
Рисунок 15	Ошибка! Закладка не определена.
Рисунок 16	Ошибка! Закладка не определена.
Рисунок 17	29
Рисунок 18	31
Рисунок 19	31
Рисунок 20	32
Рисунок 21	35
Рисунок 22	36
Рисунок 23	43
Рисунок 24	44
Рисунок 25	45
Рисунок 26	52
Рисунок 27	52
Рисунок 28	58
Рисунок 29	59
Рисунок 30	68
Рисунок 31	70
Рисунок 32	72
Рисунок 33	73
Рисунок 34	74
Рисунок 35	76
Рисунок 36	78
Рисунок 37	82
Рисунок 38	84
Рисунок 39	85
Рисунок 40	89
Рисунок 41 Рис. 9.2. Конструкции сборных панелей перекрытия: 1 – напрягаемая арматура; 2 – расчетное сечение	94
Рисунок 42	96
Рисунок 43	98
Рисунок 44	98
Рисунок 45	100
Рисунок 46	102
Рисунок 47	105
Рисунок 48	107
Рисунок 49	110
Рисунок 50	111

Рисунок 51	112
Рисунок 52	115
Рисунок 53	116
Рисунок 54	119
Рисунок 55	119
Рисунок 56	123
Рисунок 57	124
Рисунок 58	126
Рисунок 59	126
Рисунок 60	128
Рисунок 61	130
Рисунок 62	131
Рисунок 63	132
Рисунок 64	138
Рисунок 65	141

Ө

Расчет изгибаемых элементов по нормальному сечению с одиночным армированием по первому предельному состоянию (по несущей способности).

А) по деформационной модели

Б) по альтернативной

А) по деформационной модели

Б) по альтернативной

а) б)

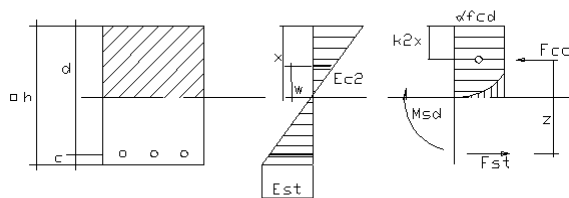


Схема прямоуг. сжимаемого элемента с одиночным армированием.

А) относит. деформаций

Б) относит. напряжений

Рисунок 26

Схема изгибаемого элемента прямоугольного сечения с одиночным армированием.

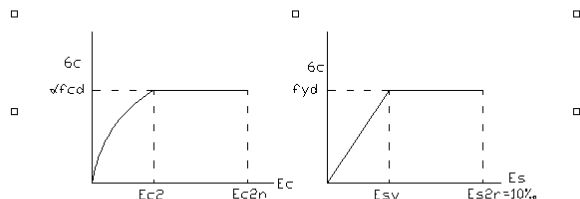
А) относит. деформаций

Б) **относит. напряжений**

Схема прямоуг. сжимаемого элемента с одиночным армированием.

А) относит. деформаций

Б) относит. напряжений



В изгибаемых элементах прямоугольного сечения расчетный момент M_{sd} , вызванный действием внешних нагрузок, должен быть меньше либо равен M_{rd} ; $M_{sd} < M_{rd}$.

Рисунок 27

В изгибаемых элементах прямоугольного сечения расчетный момент M_{sd} , вызванный действием внешних нагрузок, должен быть меньше либо равен M_{rd} ; $M_{sd} < M_{rd}$, деформации бетона и арматуры должны быть в пределах допустимых значений, в этом случае прочность нормальных сечений изгибаемых элементов будет обеспечена.

При расчете прочности изгибаемого элемента с одиночным армированием по деформационной модели необходимо прежде всего определить величину равнодействующей в бетоне сжатой зоны сечения и ее точку приложения в пределах сжатой зоны.

При расчете таких сечений изгибаемых элементов, определенные **расчетом** усилия в бетоне сжатой зоны должны быть уравновешены усилиями в растянутой арматуре.

Для расчета прочности используется расчетная линейно-параболическая диаграмма, связывающая напряжения и относительные деформации в сжатой зоне.

При этом значение деформации в бетоне должно:

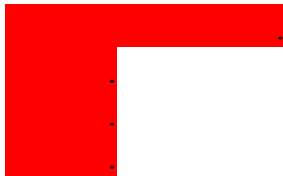
!

ФОРМУЛЫ!! ВСТАВИТЬ



Для вычисления равнодействующей в бетоне сжатой зоны удобно пользоваться средними напряжениям равномерно распределенными по высоте сжатой зоны сечения.

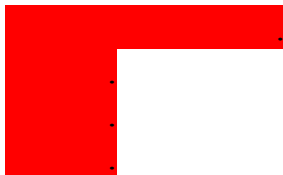
Тогда в общем случае среднее напряжение в сжатой зоне сечения равны



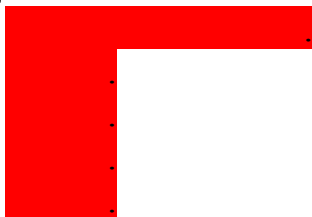
A_2 - площадь за границей сжатой зоны



K_{f2} -коэф. Полученный интегрированием зависимости σ, ϵ на участке от 0 до ω .



Точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне сечения определяет:



Для других классов бетонов K_2 определяют аналогично.

плоскости симметрии, а арматура расположена у наиболее сжатых и наиболее растянутых граней сечения). Используют, только уравнения равновесия всех предельных сил и уравнения равновесия усилий относительно выбранной оси.

При этом сжимающие напряжения считают равномерно распределенными по высоте сжатой зоны сечения (прямоугольная эпюра напряжений).

Прочность конструкции по этому методу расчета определяется предельными усилиями в сжатом бетоне, в сжатой арматуре и растянутой арматуре.

При этом считают что разрушение конструкции должно происходить пластически (принцип Лолейта). Характер разрушения сечений предопределен поведением растянутой арматуры деформации, а следовательно и напряжения в которой зависят от высоты сжатой зоны сечения.

Экспериментом утановлено что в предельном состоянии связь между приращениями относительной деформацией арматуры и относительной высотой сжатой зоны сечения $X_{eff}/d-\xi$ в общем случае имеет вид гиперболы.



ω -характеризует полноту эпюры напряжений в сжатом бетоне



Из графика видно, что с увеличением ξ, ε_s уменьшается, проходя через 0 и испытывая деформации укорочения.

Напряжения в продольной арматуре σ_s определяются также по гиперболической зависимости от высоты сжатой зоны. Значение σ_s определяют по деформациям



Значение ξ_{lim} относительной высоты сжатой зоны, при которой продольное состояние элемента наступает одновременно с достижением растянутой арматуры $\sigma_s = f_{yd}$



$\sigma_{s,lim} = f_{yd}$ - для арматуры S240, S400, S500.

$\sigma_{sc,u}$ - предельн. Напряжение в арматуре сжатой зоны сечения принимаемая 500 Н/мм.

Таким образом, если $\xi < \xi_{lim}$, то растянутая арматура достигает предела текучести и тем самым реализуется принцип пластического разрушения. Если $\xi > \xi_{lim}$ разрушение будет происходить, по сжато-растянутому бетону (хрупко).

Расчетные уравнения метода предельных усилий:

А) Изгибаемые элементы



Прочность изгибаемых элементов, имеющих не менее одной плоскости симметрии и изгибающихся в этой плоскости, определяют из условия $M_{sd} < M_{rd}$



При этом условная высота сжатой зоны определяется из уравнения

При этом должно выполняться условие $\xi < \xi_{lim} \quad X_{eff} < \xi_{lim} * d$

Если это условие не выполняется, то для элементов из бетона C25/30 и ниже с арматурой S240, S400, S500, производят дальнейший расчет из условия $X_{eff} = \xi_{lim} * d$

При расчете сечений, имеющих полку в сжатой зоне, следует ограничивать значение ее расчетной ширины b_f , из условия:

- что размер свеса полки в каждую сторону от ребра должен быть не более $1/6$ пролета и не более:
- при наличии поперечных ребер, или при $h_f > 0.1h$ $-1/2$ расстояния в свету.
- при $0.05h < h_f < 0.1h$ $-3h_f$
- при $h_f < 0.05h$ - свесы не учитываются.

Расчет изгибаемых элементов, имеющих тавровое или двутавровое сечение, следует производить соблюдая условие:

- А) Если граница сжатой зоны находится в пределах высоты сжатой полки

Расчет производят как для прямоугольного сечения $b_f * d$

- Б) Если граница сжатой зоны проходит в ребре то расчет производим **с учетом свесов**



Виды расчетных моделей, используемые при расчете прочности наклонных сечений.

При расчете наклонных сечений по прочности при совместном действии изгибающих моментов продольных и поперечных сил, нормы допускают применение упрощенных идеализированных моделей:

- 1) Общая деформационная модель для наклонных сечений (общий метод) с диагональными трещинами, которые включают уравнения равновесия и условия **совместности** деформаций для ЖБ элемента в условиях плоского напряженно деформируемого состояния. Модель предусматривает рассмотрения диаграмм деформирования бетона в элементе с диагональными трещинами и арматуре. Рассматриваются также зависимости, связывающие касательные напряжения и перемещения в сечении вдоль диагональных трещин.
- 2) Модель наклонных сечений, включающая уравнения равновесия внешних и внутренних сил в расчетном наклонном сечении.
- 3) Стержневая модель, включающая сжатые и растянутые пояса, соединенные между собой сжатыми и растянутыми подкосами (модель ферменной аналогии), использующая уравнение равновесия внешних и внутренних сил в наклонном сечении.

Принципы расчета ЖБК по прочности наклонных сечений

Для того чтобы выяснить необходимость расчета поперечной арматуры необходимо проверить прочность наклонного сечения на действие поперечных сил в котором отсутствует поперечная вертикальная или отогнутая наклонная арматура, т. е. проверить условие $V_{sd} < V_{rd,ct}$ (1)

$$V_{Rd,ct} = \left[0,12 \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_1 \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (17.1)$$

$$\text{Но не менее } V_{Rd,ct,min} = \left[0,4 \cdot f_{ctd} - 0,15 \cdot \sigma_{cp} \right] \cdot b_w \cdot d \quad (17.2)$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2; \quad \rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \leq 0,02$$

Формула (17.1) имеет империческую основу и включает ряд конструктивно-технологических факторов: влияние прочности бетона при срезе, пролета среза, размеров элемента, наличие или отсутствие продольных сил.

σ_{cp} – это влияние, вызванное действием продольной нагрузки или

предварительным напряжением $\sigma_{cp} = N_{ED} / A_c$

Для участков конструкции формула (17.1) претерпевает изменение в зависимости от вида нагрузки и расстояния ее приложения. Нагрузка может быть равномерно распределенной или сосредоточенной.

В конструкциях, где условие, определенное формулой (17.1) и (17.2) выполняется для конструкции, где $V_{sd} < V_{rd}$ расчет поперечной арматуры не производится и ее устанавливают с учетом конструктивных требований согласно значения минимального процента армирования поперечной арматуры.

Если условие не выполняется то производят расчет поперечной арматуры или хомутов в соответствии с одной из принятых моделей наклонных сечений.

Для практических инженерных расчетов используют модель наклонных сечений, **ее приближенный метод расчета**, в соответствии с которым расчет по сжатой и растянутой зонам наклонной трещины выполняют независимо друг от друга, при этом для оценки прочности по сжатой зоне используют уравнение равновесия поперечных сил на ось x, считая что разрушение по сжатой зоне происходит при преимущественных деформациях сдвига, а по растянутой зоне разрушение происходит при преимущественных деформациях от поворота двух блоков, разделенных наклонной трещиной.

Поэтому нормами рассматривается два случая расчета:

- 1) Расчет по наклонному сечению на действие поперечных сил;
- 2) На действие по наклонному сечению изгибающих моментов.

1 Расчет элементов по первому случаю с **преобладанием** в наклонном сечении (по наклонной трещине) производится из условия : $V_{sd} \leq V_{rd}$

$$V_{rd} = V_{cd} + V_{sw} + V_{s,inc}$$

Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси элемента при расчете его на действие поперечной силы.



V_{cd} = усилие поперечное, воспринимаемое бетоном под вершиной наклонной трещины.

V_{sw} – сумма проекций на нормаль продольной оси элемента, **перед.** усилий в поперечных стержнях(хомутах) **огигающих** опасную наклонную трещину.

$V_{s,inc}$ – сумма проекций на нормаль продольной оси элемента, перед. усилий отгибов **оггибающих** опасную наклонную трещину.

$$V_{cd} = \frac{\eta_{c2} (1 + \eta_f + \eta_n) * f_{cnd} * b_w * d^2}{l_{inc}}$$

$$h_f = \frac{0.75 * (b_f' - b_w) * h_f'}{b_w * d}$$

$$V_{sw} = v_{sw} * l_{inc,cr}$$

$$v_{sw} = \frac{f_{ywd} * A_{sw}}{S}$$

$$l_{inc,cr} = \frac{\eta_{c2} (1 + \eta_f + \eta_N) * f_{cnd} * b_w * d^2}{v_{sw}}$$

v_{sw} – линейное усилие в хомутах

$$V_{s,inc} = \sum f_{yd} * A_{s,inc} * \sin \alpha$$

2 Расчет элементов на действие изгибающего момента для определения прочности наклонного сечения.

$$V_{sd} \leq V_{rd}$$

$$M_{sw} = f_{ywd} * A_{sw} * Z_{sw}$$

$$V_{sw} = f_{yd}$$

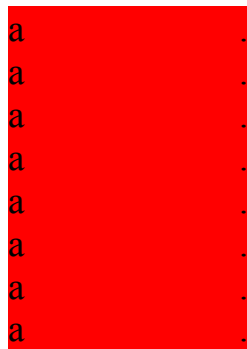


Схема усилий в наклонном сечении к продольной оси элемента при расчете его по прочности на действие изгибающего момента.

$$M_{rd} = M_s + M_{sw} + M_{s,inc}$$

M_{rd} – т.е. момент воспринимаемый в наклонном сечении, т.е. его **внутр.** усилия склад. из M_s – момента относительно оси, проходящей через т.А в продольной арматуре, **оггибающей** наклонную трещину; M_{sw} – момент относительно той же оси от усилий в хомутах, **оггибающих** растянутую зону наклонного сечения. В случае армирования хомутами, нормальными к продольной оси элемента с равномерным шагом, его можно определить по формуле:

$$M_{sw} = v_{sw} * \frac{l_{inc}^2}{2}$$

$M_{sw,inc}$ – момент относительно той же оси от усилий в отгибах, \cap - щих растянутую зону наклонного сечения.

Высота сжатой зоны наклонного сечения определяется из условия равновесия проекций на продольную ось элемента, усилий в бетоне сжатой зоны и в арматуре, \cap - щей растянутую зону наклонного сечения.

Расчет в наклонных сечений на действие момента следует производить в местах обрыва или отгиба продольной арматуры, в приопорной зоне балок и у свободного края консолей или в местах резкого изменения конфигурации сечения.

Расчет наклонных сечений по стержневой модели производим в соответствии с алгоритмом (см.пр.р.)

Стр. 82: [4] Примечание [Дб1]

Дед

Значение ε_{sm} определяют в соответствии с указаниями 5.5.3.2 и 5.5.3.3.

Относительные деформации крайнего сжатого волокна бетона ε_{cc} и крайнего растянутого стержня продольной арматуры ε_s в сечении с трещиной в общем случае следует определять из решения расчетной системы уравнений деформационной модели от действия момента, вызванного расчетными усилиями для предельных состояний второй группы.

Значения ε_{cc} и ε_s допускается определять по формулам:

$$\varepsilon_{cc} = \frac{\sigma_{cc}}{E_{c,red}},$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s},$$

где σ_{cc} — напряжение в крайнем сжатом волокне бетона в сечении с трещиной;

σ_s — напряжение в крайнем растянутом стержне продольной арматуры в сечении с трещиной.

Значения σ_{cc} и σ_s допускается определять из условно упругого расчета сечения с трещиной, нормального к продольной оси, включающего сжатую зону бетона с приведенным модулем упругости $E_{c,red}$, сжатую и растянутую арматуру с модулем упругости E_s .

Для изгибаемых элементов прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, сосредоточенной у растянутой и сжатой граней сечения, и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения, значения σ_{cc} и σ_s допускается определять по формулам:

$$\sigma_{cc} = \frac{M_{Sd}}{A_{cc} \cdot z},$$

$$\sigma_s = \frac{M_{Sd}}{A_s \cdot z},$$

где A_{cc} — площадь сжатого бетона в сечении с трещиной;
 A_s — площадь растянутой арматуры в сечении с трещиной;
 z — расстояние между центрами тяжести площади сжатого бетона и растянутой арматуры.

Значения A_{cc} и z допускается определять из расчета изгибаемых элементов по предельным усилиям в сечении, нормальном к продольной оси.

Кривизну железобетонного элемента $(1/r)_{cr}$ в этом случае следует определять по формуле (8.19), принимая значение $d = z$.

Изгибную жесткость элемента с трещинами в общем случае следует определять по формуле

$$B_{m,cr} = \frac{M_{sd}}{(1/r)_{cr}}$$

Допускается определять изгибную жесткость железобетонного элемента с трещинами $B(\infty, t_0)$ по формуле

$$B(\infty, t_0) = \frac{E_{c,eff} \cdot I_{II}}{1 - \beta_1 \cdot \beta_2 \cdot \left(\frac{\sigma_{sr}}{\sigma_s}\right)^2 \cdot \left(1 - \frac{I_{II}}{I_I}\right)},$$

где $E_{c,eff}$ — эффективный модуль упругости бетона;
 I_{II}, I_I — соответственно момент инерции сечения с трещиной и без трещины, определяемый с учетом отношения $\alpha_e = \frac{E_s}{E_{c,eff}}$.

Значения эффективного модуля упругости бетона $E_{c,eff}$ определяются:

— при действии кратковременной нагрузки

$$E_{c,eff} = E_{cm};$$

— при действии длительной нагрузки

$$E_{c,eff} = \frac{E_{cm}}{1 + \Phi(\infty, t_0)},$$

где $\Phi(\infty, t_0)$ — предельное значение коэффициента ползучести для бетона, определяемое в соответствии с указаниями раздела 6.