

1. Сущность железобетона. История развития. Области применения.

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

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

при твердении бетона между ним и стальной арматурой возникают значительные силы сцепления, вследствие чего в железобетонных элементах оба материала деформируются под нагрузкой совместно,

плотный бетон (с достаточным содержанием цемента) защищает заключенную в нем стальную арматуру от коррозии, а также предохраняет ее от непосредственного действия огня;

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

Железобетону присуще образование трещин в бетоне в растянутых зонах конструкций даже при эксплуатационных нагрузках небольшой интенсивности.

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

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

Области применения железобетона. Железобетонные конструкции являются базой современной строительной индустрии. Их применяют: в промышленном, гражданском и сельскохозяйственном строительстве — для зданий различного назначения; в транспортном строительстве — для метрополитенов, мостов, туннелей; в энергетическом строительстве — для гидроэлектростанций, атомных реакторов; в гидромелиоративном строительстве — для плотин и ирригационных устройств; в горной промышленности — для надшахтных сооружений и крепления подземных выработок и т. д. Такое широкое распространение в строительстве железобетон получил вследствие многих его положительных свойств: долговечности, огнестойкости, стойкости против атмосферных воздействий, высокой сопротивляемости статическим и динамическим нагрузкам, малых эксплуатационных расходов на содержание зданий и сооружений и др. Почти повсеместное наличие крупных и мелких заполнителей, в больших количествах идущих на приготовление бетона, делает железобетон доступным к применению практически на всей территории страны.

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

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

Краткие исторические сведения о развитии железобетона. Период возникновения железобетона. Появление железобетона совпадает с периодом ускоренного роста промышленности, торговли и транспорта во второй половине XIX в., когда возникла потребность в строительстве большого числа фабрик, заводов, мостов, портов и других сооружений. Технические возможности производства железобетона к тому времени уже имелись — цементная промышленность и черная металлургия были достаточно развиты.

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

В конце 20-х годов были созданы проектные организации союзного значения, которые разрабатывали проекты крупных промышленных предприятий, а также научно-исследовательские институты и лаборатории по строительству, занимающиеся исследованиями в области бетона и железобетона.

В этот период железобетон применяли преимущественно в промышленном и гидротехническом строительстве. Его использовали для создания монолитных неразрезных балочных перекрытий, многопролетных и многоярусных рам, арок и других подобных конструкций при строительстве цехов заводов.

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

Железобетон стал основой не только промышленного и гидротехнического строительства, но и жилищного, теплотехнического, транспортного, дорожного, сельскохозяйственного. Применение сборного железобетона совершило переворот в строительной технике. Были разработаны заводская технология изготовления железобетонных конструкций, технология механизированного индустриального возведения сборных конструкций; создан парк новых механизированных средств монтажа.

2. Классификация бетонов в гидротехническом строительстве. Физико-механические свойства. Нормируемые показатели качества.

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

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

Бетоны подразделяют по ряду признаков:

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

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

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

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

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

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

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

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

легкий плотной и поризованной структуры (на пористых заполнителях);

ячеистый автоклавного и неавтоклавного твердения;

специальный — напрягающий.

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

3. Арматура для железобетонных конструкций гидротехнических сооружений. Физико-механические свойства; виды; способы соединения; области применения.

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

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

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

Арматуру классифицируют по четырем признакам.

В зависимости от технологии изготовления различают стержневую и проволочную арматуру.

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

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

По способу применения при армировании железобетонных элементов различают напрягаемую арматуру, т. е. подвергаемую предварительному натяжению, и ненапрягаемую.

Механические свойства арматурных сталей

Характеристики прочности и деформаций арматурных сталей устанавливают по диаграмме, получаемой из испытания образцов на растяжение. Напряжение, при котором деформации развиваются без заметного увеличения нагрузки, называется физическим пределом текучести арматурной стали, напряжение в начале образования шейки, предшествующее разрыву, носит название временного сопротивления арматурной стали

Существенного повышения прочности горячекатаной арматурной стали достигают термическим упрочнением или холодным деформированием. При термическом упрочнении осуществляют закалку арматурной стали (нагревом и быстрым охлаждением), затем частичный отпуск (нагревом и постепенным охлаждением).

Арматурная сталь обладает достаточной пластичностью, которая характеризуется относительным удлинением при испытании на разрыв образцов длиной, равной пяти диаметрам стержня (или 100 мм), а также оценивается испытанием их на изгиб в холодном состоянии вокруг оправки толщиной, равной 3...5 диаметров стержня.

Свариваемость арматурных сталей характеризуется надежностью соединения, отсутствием трещин и других пороков металла в швах и прилегающих зонах. Свариваемость имеет существенно важное значение для механизированного изготовления сварных сеток и каркасов, выполнения стыков стержневой арматуры, анкерных, различных закладных деталей и т. п.

Хладноломкостью, или склонностью к хрупкому разрушению под напряжением при отрицательных температурах (ниже минус 30 °С)

Реологические свойства арматурной стали характеризуются ползучестью и релаксацией. Ползучесть нарастает с повышением напряжений и ростом температуры. Релаксация (уменьшение напряжений) наблюдается в арматурных стержнях при неизменной длине — отсутствии деформаций.

Усталостное разрушение арматурной стали наблюдается при действии многократно повторяющейся нагрузки, оно носит характер хрупкого разрушения. Динамическая прочность арматурной стали наблюдается при нагрузках большой интенсивности, действующих на сооружение за весьма короткий промежуток времени.

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

В заводских условиях для соединения стержневой арматуры применяют контактную сварку. При этом отношение диаметров соединяемых стержней $\geq 0,85$, а наименьший диаметр стержня 10.

На монтаже для соединения стержневой арматуры применяют дуговую ванную сварку в инвентарных формах. Если диаметр соединяемых стержней < 20 мм, то применяют дуговую сварку стержней с накладками, выполняя четыре фланговых шва.

Стыки арматуры внахлестку без сварки. Стержневую арматуру классов А-1, А-П, А-Ш допускается соединять внахлестку без сварки с перепуском концов стержней на 20...50 диаметров в тех местах железобетонных элементов, где прочность арматуры используется не полностью. Однако такой вид соединения стержневой арматуры вследствие излишнего расхода стали и несовершенства конструкции стыка применять не рекомендуется.

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

4. Железобетон. Сцепление, усадка, ползучесть бетона в железобетонных конструкциях.

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

Конвейерная технология. Элементы изготавливают в формах, установленных на вагонетках и перемещаемых по рельсам конвейера от одного агрегата к другому.

Поточно-агрегатная технология. Технологические операции выполняют в соответствующих цехах завода.

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

Вибропрокатная технология. Плиты перекрытий и панели стен формируют на непрерывно движущейся ленте, гладкая или рифленая поверхность которой образует форму изделия.

В железобетонных конструкциях скольжение арматуры в бетоне под нагрузкой не происходит благодаря сцеплению материалов. Прочность сцепления арматуры с бетоном оценивают сопротивлением выдергиванию или вдавливанию арматурных стержней, заанкерованных в бетоне. Прочность сцепления зависит от следующих факторов: зацепления в бетоне выступов на поверхности арматуры периодического профиля; сил трения, развивающихся при контакте арматуры с бетоном под влиянием его усадки; склеивания арматуры с бетоном, возникающего благодаря клеящей способности цементного геля.

Прочность сцепления возрастает с повышением класса бетона, уменьшением водоцементного отношения, а также с увеличением возраста бетона.

В железобетонных конструкциях стальная арматура вследствие ее сцепления с бетоном становится внутренней связью, препятствующей усадке бетона. Согласно опытным данным усадка и набухание железобетона в ряде случаев вдвое меньше, чем усадка и набухание бетона. Деформация стесненной усадки бетона приводит к появлению в железобетонном элементе начальных, внутренне уравновешенных напряжений — растягивающих в бетоне и сжимающих в арматуре.

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

В статически неопределимых железобетонных конструкциях (арках, рамах и т. п.) лишние связи препятствуют усадке железобетона, вызывая появление дополнительных внутренних усилий. Влияние усадки эквивалентно понижению температуры на определенное число градусов.

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

Ползучесть железобетона

Ползучесть железобетона является следствием ползучести бетона. Стальная арматура становится связью, препятствующей свободной ползучести бетона. Стенная ползучесть в железобетонном элементе под нагрузкой приводит к перераспределению усилий между арматурой и бетоном. Этот процесс интенсивно протекает в течение первых нескольких месяцев, а затем в течение длительного времени (более года) постепенно затухает. В центрально-сжатой железобетонной призме продольные деформации арматуры и бетона благодаря сцеплению материалов одинаковы.

5. Три стадии напряжённо-деформированного состояния железобетонных элементов под нагрузкой.

При постепенном увеличении внешней нагрузки можно наблюдать три характерные стадии напряжённо-деформированного состояния.

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

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

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

Стадия I. При малых нагрузках на элемент напряжения в бетоне и арматуре невелики, деформации носят преимущественно упругий характер; зависимость между напряжениями и деформациями — линейная, эпюры нормальных напряжений в бетоне сжатой и растянутой зон сечения — треугольные. С увеличением нагрузки на элемент в бетоне растянутой зоны развиваются неупругие деформации, эпюра напряжений становится криволинейной, напряжения приближаются к пределу прочности при растяжении. Этим характеризуется конец стадии I. При дальнейшем увеличении нагрузки в бетоне растянутой зоны образуются трещины, наступает новое качественное состояние.

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

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

6. Метод расчёта строительных конструкций по предельным состояниям. Группы предельных состояний, система расчётных коэффициентов.

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

Две группы предельных состояний

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

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

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

- хрупкое, вязкое или иного характера разрушение (расчет по прочности с учетом в необходимых случаях прогиба конструкции перед разрушением);
- потерю устойчивости формы конструкции (расчет на устойчивость тонкостенных конструкций и т.п.) или ее положения (расчет на опрокидывание и скольжение «подпорных» стен, внецентренно нагруженных высоких фундаментов; расчет на всплытие заглубленных или подземных резервуаров и т. п.);
- усталостное разрушение (расчет на выносливость конструкций, находящихся под воздействием многократно повторяющейся подвижной или пульсирующей нагрузки: подкрановых балок, шпал, рамных фундаментов и перекрытий под неуравновешенные машины и т.п.);
- разрушение от совместного воздействия силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды (агрессивность среды, попеременное замораживание и оттаивание и т. п.).

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

- образование чрезмерного и продолжительного раскрытия трещин (если по условиям эксплуатации они допустимы);
- чрезмерные перемещения (прогибы, углы поворота, углы перекоса и амплитуды колебаний).

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

7. Суть предварительного напряжения железобетонных конструкций. Потери преднапряжения.

Создаваемое искусственно предварительное напряжение в арматуре и бетоне имеет весьма существенное значение для последующей работы элементов под нагрузкой. При малых предварительных напряжениях в арматуре и малом обжатии бетона эффект предварительного напряжения с течением времени будет утрачен вследствие релаксации напряжений в арматуре, усадки и ползучести бетона и других технологических и конструктивных факторов.

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

Первые потери.

- Потеря от релаксации напряжений в арматуре при натяжении на упоры; зависят от способа натяжения и вида арматуры.
- Потери от температурного перепада, т. е. от разности температуры натянутой арматуры и устройств, воспринимающих усилие натяжения при пропаривании или прогреве бетона
- Потери от деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств, вследствие обжатия шайб, смятия высаженных головок, смещения стержней в зажимах или захватах при механическом натяжении на упоры I
- Потери от трения арматуры:
 - а) от стенки каналов или поверхность конструкции при натяжении на бетон
 - б) об обжимающие приспособления при натяжении на упоры
- Потери от деформации стальных форм при изготовлении предварительно напряженных элементов с натяжением арматуры домкратами

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

Вторые потери. 1. Потери от релаксации напряжений в арматуре при натяжении на бетон высокопрочной арматурной проволоки и стержневой арматуры принимаются такими же, как и при натяжении на упоры.

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

9. Потери от ползучести бетона зависят от вида бетона, условий твердения, уровня напряжений.

10. Потери от смятия бетона под витками спиральной или кольцевой арматуры

11. Потери от деформаций обжатия стыков между блоками сборных конструкций.

Потери от усадки и ползучести существенно зависят от времени и влажности среды.

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

При натяжении арматуры на упоры учитывают:

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

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

При натяжении арматуры на бетон учитывают: первые потери — от деформации анкеров, трения арматуры о стенки каналов $\sigma_{los,1} = \sigma_3 + \sigma_4$;

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

Суммарные потери при любом способе натяжения $\sigma_{los} = \sigma_{los1} + \sigma_{los2}$

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

8. Виды изгибаемых элементов и их конструктивные особенности.

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

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

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

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

Поперечные стержни сеток (распределительную арматуру) устанавливают для обеспечения проектного положения рабочих стержней, уменьшения усадочных и температурных деформаций конструкций, распределения местного воздействия сосредоточенных нагрузок на большую площадь. Общее сечение поперечных стержней принимают не менее 10 % сечения рабочей арматуры, размещенной в месте наибольшего изгибающего момента; располагают их с шагом 250...300 мм, но не реже чем через 350 мм.

Железобетонные балки могут быть прямоугольного, таврового, двутаврового, трапециевидного сечения.

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

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

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

Продольную рабочую арматуру в балках (как и в плитах) укладывают согласно эпюрам изгибающих моментов в растянутых зонах, где она должна воспринимать продольные растягивающие усилия, возникающие при изгибе конструкции под действием нагрузок. Для экономии стали часть продольных арматурных стержней можно не доводить до опор и обрывать в пролете там, где они по расчету на восприятие изгибающего момента не требуются. Площадь сечения продольной рабочей арматуры в изгибаемых элементах должна определяться расчетом, но составлять не менее 0,05 % площади сечения элемента.

В железобетонных балках одновременно с изгибающими моментами действуют поперечные силы, что вызывает необходимость устройства поперечной арматуры. Количество ее определяют расчетом и по конструктивным требованиям.

Продольную и поперечную арматуру объединяют в сварные каркасы, а при отсутствии сварочных машин — вязанные

В предварительно напряженных балках особое значение имеет конструирование приопорных участков. Здесь происходит передача значительных усилий обжатия с арматуры на бетон через торцовые анкеры (при натяжении на бетон) или при арматуре без анкеров на концевых участках арматуры в зоне ее анкеровки. Здесь же при внеосевом воздействии напрягаемой арматуры на элемент возникают местные перенапряжения в торцовой части элемента, из-за чего могут образоваться трещины, раскрывающиеся по торцу и поверху на конце элемента.

Поэтому надо усиливать концевые участки предварительно напряженных элементов.

Арматурные предварительно напрягаемые элементы, натягиваемые на бетон, необходимо снабжать анкерами. То же относится к арматурным элементам, натягиваемым на упоры, если сцепление их с бетоном недостаточно, — к гладкой проволоке, многопрядным канатам. Эта анкеровка должна быть надежной на всех стадиях работы конструкции.

Особых анкерных устройств на концах напрягаемых арматурных элементов не требуется для натягиваемой на упоры высокопрочной арматурной проволоки периодического профиля, арматурных канатов однократной свивки, стержневой арматуры периодического профиля.

По концам предварительно напряженных элементов при арматуре без анкеров, а также при наличии анкерных устройств производят местное усиление бетона с помощью дополнительных сетей или хомутов, охватывающих все продольные стержни. Длину участка усиления принимают равной двум длинам анкерных устройств, а при отсутствии анкеров — не менее $0,6 L_p$ и не менее 200 мм.

В предварительно напряженных элементах на их концевых участках при арматуре без анкеров по нормам не допускается образования трещин при совместном действии всех нагрузок (кроме особых).

9. Расчёт прочности нормальных сечений изгибаемых элементов прямоугольного профиля.

Элементы прямоугольного профиля с одиночной арматурой (без предварительного напряжения). Они имеют следующие геометрические характеристики :

$$A_{bc} = bx; \quad z_b = h_0 - 0,5x, \quad (3.8)$$

где h_0 и b — рабочие высота и ширина сечения.

Высоту сжатой зоны x : определяют из выражения

$$bx R_b = R_s A_s \quad (3.9)$$

Условие прочности, имеет вид

$$M \leq R_b bx (h_0 - 0,5x) \quad (3.10)$$

Удобно пользоваться также выражением моментов, взятых относительно оси, проходящей через центр тяжести сжатой зоны:

$$M \leq R_s A_s (h_0 - 0,5x) \quad (3.11)$$

Формулы (3.9) и (3.10) или (3.11) применяют совместно. Они действительны при $x < \xi_R h_0$. Коэффициент армирования

$$\mu = A_s / (bh_0) \quad (3.12)$$

и процент армирования с учетом соотношений (3.9) и $\xi = x/h_0$ могут быть представлены следующим образом:

$$\mu = \xi R_b / R_s; \quad 100\mu = 100\xi R_b / R_s \quad (3.13)$$

Отсюда можно установить максимально допустимое содержание арматуры в прямоугольном сечении по предельным значениям ξ_R . Несущая способность элемента может быть удовлетворена при различных сочетаниях размеров поперечного сечения элемента и количества арматуры в нем. Прочность сечения с заданными b, h, A_s (материалы и момент M предполагаются известными) проверяют в такой последовательности: из выражения (3.9)

находят высоту сжатой зоны x , проверяют ее по условию $x < \xi_R h_0$ и затем используют в выражении (3.10) или (3.11). Сечение считается подобранным удачно, если его несущая способность, выраженная по моменту, превышает заданный расчетный момент не более чем на 3...5%.

Сечения подбирают по заданному моменту по выражениям (3.9) и (3.10) или (3.11) при знаке равенства в них.

В практике для расчета прямоугольных сечений с одиночной арматурой используют табл. 3.1. С этой целью формулы (3.10) и (3.11), приводят к виду

$$M = \alpha_m b h_0^2 R_b; \quad (3.14)$$

$$A_s = M / (\zeta h_0 R_s) \quad (3.15)$$

$$\text{где } \alpha_m = (x/h_0) (1 - 0,5x/h_0) = \xi (1 - 0,5\xi) \quad (3.16)$$

$$\zeta = z/h_0 = 1 - 0,5\xi \quad (3.17)$$

Из равенства (3.14) находят выражение для определения рабочей высоты сечения $h_0 = \sqrt{M / (\alpha_m b R_b)}$ (3.18)

По выражениям (3.16) и (3.17) для коэффициентов ξ , α_m и составлена табл. 3.1. Пользование этой таблицей значительно сокращает вычисления.

10. Расчёт прочности нормальных сечений изгибаемых элементов прямоугольного профиля с двойной арматурой.

Если в изгибаемом элементе предусматривается продольная арматура в сжатой (при действии нагрузки) зоне (с $R_{sc} \leq 400 \text{ МПа}$), учитываемая в расчете, то для предотвращения выпучивания продольных стержней поперечную арматуру ставят: в сварных каркасах на расстояниях не более $20d$, в вязаных каркасах — не более $15d$ (d — наименьший диаметр сжатых продольных стержней) и не более 500 мм.

Условие прочности изгибаемого элемента прямоугольного сечения, армированного двойной арматурой (при отсутствии A_{sp} и A'_{sp}):

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (3.19)$$

Уравнение для определения высоты сжатой зоны $R_b b x = R_s A_s - R_{sc} A'_s$. (3.20)

При этом имеется в виду соблюдение условий $x \leq \xi_R h_0$. Если при одиночной арматуре оказывается, что $x > \xi_R h_0$, то арматура в сжатой зоне требуется по расчету. В условиях применения бетонов класса В30 и ниже в сочетании с арматурой класса не выше А-III можно расчет выполнять по формуле

$$M \leq \alpha_R R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a') \quad (3.21)$$

$$\xi_R = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{sR}}{\sigma_{scu}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)}$$

в которой $\alpha_R = \alpha_m$ определяют из табл. 3.1 для значения $\xi = \xi_R$, вычисленного по формуле

11. Расчёт прочности нормальных сечений изгибаемых элементов таврового профиля

В сравнении с прямоугольным тавровое сечение значительно выгоднее, ибо при одной и той же несущей способности (несущая способность железобетонного элемента не зависит от площади сечения бетона растянутой зоны) расходует меньше бетона вследствие сокращения размеров растянутой зоны. По той же причине более целесообразно тавровое сечение с полкой в сжатой зоне, так как полка в растянутой зоне не повышает несущей способности элемента.

Тавровое сечение, как правило, имеет одиночное армирование.

При большой ширине полок участки свесов, более удаленные от ребра, напряжены меньше. Поэтому в расчет вводят эквивалентную ширину свесов полки. Она принимается равной: в каждую сторону от ребра — не более половины расстояния в свету между ребрами с и не более 1/6 пролета рассчитываемого

элемента; в элементах с полкой толщиной $h'_f < 0,1$ без поперечных ребер или с ребрами при расстоянии между ними более размера между продольными

ребрами, вводимая в расчет ширина каждого свеса h'_f не должна превышать $6h'_f$.

При расчете тавровых сечений различают два случая положения нижней границы сжатой зоны: в пределах полки и ниже ее.

Нижняя граница сжатой зоны располагается в пределах полки, т. е. $x \leq h'_f$, в сечениях с развитыми свесами. В этом случае тавровое сечение рассчитывают

как прямоугольное с размерами b'_f и h_0 , поскольку площадь бетона в растянутой зоне на несущую способность не влияет.

Расчетные формулы (для элементов без предварительного напряжения):

$$R_b b'_f x = R_s A_s; \quad (3.22)$$

$$M \leq R_b b'_f (h_0 - 0,5x) \quad (3.23) \text{ или}$$

$$M \leq \alpha_m R_b b'_f h_0^2 \quad (3.24)$$

где α_m — коэффициент из табл.,

Нижняя граница сжатой зоны размещается ниже полки, т. е. $x > h'_f$ в сечениях со слабо развитыми свесами. В этом случае сжатая зона сечения состоит из сжатых зон ребра и свесов полки.

Положение нижней границы сжатой зоны определяется из уравнения

$$R_s A_s = R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f \quad (3.25)$$

Условие прочности при моментах, вычисляемых относительно оси, нормальной к плоскости изгиба и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий в растянутой арматуре, имеет следующий вид:

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5h'_f) \quad (3.26)$$

Для тавровых сечений должно быть соблюдено условие $x \leq \xi_R h_0$

Ориентировочно высота тавровой балки может быть определена (из опыта проектирования) по формуле

$$h = (7 \dots 9) \sqrt[3]{M}, \quad (3.27)$$

которая предусматривает измерение h в см, а M — в кН-м. Ширину ребра обычно принимают равной

$$b = (0,4 \dots 0,5) h. \quad (3.28)$$

Размеры полки b_f и h_f чаще всего известны из компоновки конструкции. Сечение арматуры A_s по расчетному моменту определяют в зависимости от расчетного случая. Если нейтральная ось проходит в пределах полки, то A_s находят из расчета сечения как прямоугольного с одиночной арматурой при размерах b и h , используя табл.

Расчетный случай таврового сечения может быть определен по следующим признакам:

$$\text{если известны все данные о сечении, включая } A_s, \text{ то при } R_s A_s \leq R_b b_f h_f \quad (3.29)$$

граница сжатой зоны проходит в полке; при обратном неравенстве она пересекает ребро;

$$\text{если известны размеры сечения } b_f, h_f, b, h \text{ и задан расчетный изгибающий момент, но } A_s \text{ неизвестно, то при } M \leq R_b b_f h_f (h_0 - 0,5h_f) \quad (3.30)$$

граница сжатой зоны проходит в полке; при обратном неравенстве она пересекает ребро.

Для случая, когда граница сжатой зоны проходит ниже полки, формулы (3.25) и (3.26) можно преобразовать:

$$R_s A_s = \xi R_b b h_0 + R_b (b_f - b) h_f; \quad M \leq \alpha_m R_b b h_0^2 + R_b (b_f - b) h_f (h_0 - 0,5h_f) \quad (3.32)$$

где коэффициенты ξ , α принимают по табл. 3.1.

Эти формулы используют для подбора сечения.

Если требуется определить A_s , то из (3.32) вычисляют

$$\alpha_m = [M - R_b (b_f - b) h_f (h_0 - 0,5h_f)] / R_b b h_0^2, \quad (3.33)$$

затем из табл. находят ξ , соответствующее вычисленному, и, согласно формуле (3.31),

$$A_s = [\xi b h_0 + (b_f - b) h_f] R_b / R_s. \quad (3.34)$$

Если необходимо проверить прочность сечения при всех известных данных, то расчетный случай лучше установить по формуле (3.30) и затем (если граница сжатой зоны ниже полки) по выражению (3.25) вычислить высоту сжатой зоны x , после чего воспользоваться формулой (3.26).

12. Расчёт прочности изгибаемых элементов по наклонным сечениям. Общие положения.

На приопорных участках изгибаемых элементов под воздействием поперечной силы Q и изгибающего момента M в сечениях, наклонных к оси, развивается напряженно-деформированное состояние, характеризующееся теми же тремя стадиями, что и в сечениях, нормальных к оси. Главные растягивающие и главные сжимающие напряжения, возникающие при плоском напряженном состоянии под влиянием нормальных и касательных напряжений, действуют под углом к оси. Если главные растягивающие напряжения σ_{nt} превысят сопротивление бетона растяжению R_{bt} , возникнут наклонные трещины; тогда усилия передаются на арматуру — продольную, поперечную и, в общем случае возможную, отогнутую. При дальнейшем увеличении нагрузки наклонные трещины раскрываются и в конечной стадии происходит разрушение элемента вследствие раздробления бетона над вершиной наклонной трещины и развития напряжений в поперечных стержнях-хомутах до предельных значений; напряжения в продольной арматуре могут и не достигать предельных значений.

Разрушение изгибаемого элемента по наклонному сечению происходит вследствие одновременного действия на него поперечных сил и изгибающих моментов. В соответствии с этим воздействием развиваются внутренние усилия в бетоне сжатой зоны над наклонной трещиной и осевые усилия в арматуре, пересекаемой наклонной трещиной.

В расчетной схеме усилий (рис. 3.18) приняты обозначения: c_0 — проекция расчетного наклонного сечения (имеющего наименьшую несущую способность); s — расстояние от вершины расчетного наклонного сечения до опоры. На рассматриваемом приопорном участке изгибаемого элемента внешние воздействия в виде поперечной силы и изгибающего момента уравниваются внутренними усилиями в бетоне над вершиной наклонного сечения, а также в продольной и поперечной арматуре. Поэтому расчет прочности элемента выполняют по наклонному сечению по двум условиям: на действие поперечной силы и на действие изгибающего момента. I Прочность элемента по наклонному сечению на действие поперечной силы обеспечивается условием

$$Q \leq Q_b + Q_{sw} + Q_{s,inc}, \quad (3.44)$$

где Q — поперечная сила в вершине наклонного сечения от действия опорной реакции и нагрузки, расположенной на участке от опоры до вершины наклонного сечения; Q_b — поперечная сила, воспринимаемая бетоном сжатой зоны над наклонным сечением; Q_{sw} — сумма осевых усилий в поперечных стержнях (хомутах), пересекаемых наклонным сечением; $Q_{s,inc}$ — сумма проекций на нормаль к оси элемента осевых усилий в отгибах, пересекаемых наклонным сечением.

Должна быть обеспечена прочность по наклонным сечениям на участках: между соседними хомутами в пределах шага s , между внутренней гранью опоры и верхом первого отгиба, а также между низом одного отгиба и верхом последующего отгиба, если между ними может разместиться наклонное сечение.

Прочность элемента по наклонному сечению на действие изгибающего момента обеспечивается следующими условиями:

$$M_D \leq M_s + M_{sw} + M_{s,inc}; \quad (3.63) \quad M_s = R_s A_s z_s; \quad (3.64) \quad M_{sw} = \Sigma R_s A_{sw} z_{sw}; \quad (3.65) \quad M_{s,inc} = \Sigma R_s A_{s,inc} z_{s,inc}, \quad (3.66)$$

M_D — изгибающий момент от нагрузки и опорной реакции балки (при их расчетном значении), действующих на рассматриваемом участке балки, взятый относительно точки D (след оси, проходящей через точку положения равнодействующей напряжений в сжатой зоне и перпендикулярной плоскости действия момента); M_s — сумма моментов от усилий в продольной арматуре относительно той же точки; M_{sw} — сумма моментов от усилий в поперечных арматурных стержнях, пересекаемых наклонным сечением, относительно той же точки; $M_{s,inc}$ — то же от усилий в отгибах.

Прочность элементов на действие изгибающего момента по наклонным сечениям проверяют: в местах обрыва (или отгиба) продольной арматуры в пролете; в приопорной зоне балки, где при отсутствии анкеров сопротивление продольных арматурных стержней в месте пересечения их наклонным сечением снижается при недостаточной анкеровке; в местах резкого изменения сечения элементов (опорные подрезки, узлы и др.).

13. Конструктивные особенности сжатых железобетонных элементов.

К центрально-сжатым элементам условно относят: промежуточные колонны в зданиях и сооружениях; верхние пояса ферм, нагруженных по узлам; восходящие раскосы и стойки ферменной решетки, а также некоторые другие конструктивные элементы. В действительности, из-за несовершенства геометрических форм элементов конструкций, отклонения их реальных размеров от назначаемых по проекту, неоднородности бетона и других причин обычно центральное сжатие в чистом виде не наблюдается, а происходит внецентренное сжатие с так называемыми случайными эксцентриситетами.

По форме поперечного сечения сжатые элементы со случайным эксцентриситетом выполняют чаще всего квадратными или прямоугольными, реже круглыми, многогранными, двутавровыми. Размеры поперечного сечения колонн определяют расчетом. В целях стандартизации опалубки и арматурных каркасов размеры прямоугольных колонн назначают кратными 50 мм, предпочтительнее кратными 100 мм. Чтобы обеспечить хорошее качество бетонирования, монолитные колонны с поперечными размерами менее 250 мм не рекомендуется применять. В условиях внецентренного сжатия находятся колонны одноэтажных производственных зданий, нагруженные давлением от кранов, верхние пояса безраскосных ферм, стены прямоугольных в плане подземных резервуаров, воспринимающие боковое давление грунта или жидкости и вертикальное давление от покрытия. В них действуют сжимающие силы N и изгибающие моменты M поперечные силы Q .

Расстояние между направлением сжимающей силы и продольной осью элемента e_0 называется эксцентриситетом. В общем случае в любом месте элемента статически определимых конструкций значение эксцентриситета определяют по выражению

$$e_0 = M/N + e_a \quad (4.1)$$

где e_a — случайный эксцентриситет.

Для элементов статически неопределимых конструкций принимают

$$e_0 = M/N, \text{ но не менее } e_a.$$

По нормам случайные эксцентриситеты e_a следует принимать равными большему из следующих значений: $1/30$ высоты сечения элемента; $1/600$ длины элемента (или ее части между местами, закрепленными от поперечных перемещений). В сборных конструкциях следует учитывать возможность образования случайного эксцентриситета вследствие смещения элементов на опорах из-за неточности монтажа; при отсутствии опытных данных значение этого эксцентриситета принимают не менее 10 мм.

Внецентренно сжатые элементы целесообразно выполнять с развитыми поперечными сечениями в плоскости действия момента.

Для сжатых элементов применяют бетон классов по прочности на сжатие не ниже В15, для сильно нагруженных — не ниже В25.

Насыщение поперечного сечения продольной арматурой элементов, сжатых со случайными эксцентриситетами, оценивают коэффициентом μ или процентом армирования (-значения в 100 раз больше). В практике для сжатых стержней обычно принимают армирование не более 3%.

Если площади сечения арматуры S и S' одинаковы, армирование называют симметричным; оно предпочтительнее, чем несимметричное армирование.

Соединять продольные стержни по длине элемента не рекомендуется.

Рабочие стержни в поперечном сечении колонны размещают возможно ближе к поверхности элемента с соблюдением минимальной толщины защитного слоя δ , которая по нормам должна быть не менее диаметра стержней арматуры и не менее 20 см.

Колонны сечением до 400X400 мм можно армировать четырьмя продольными стержнями, что соответствует наибольшему допустимому расстоянию между стержнями рабочей арматуры.

Поперечные стержни ставят без расчета, но с соблюдением требований норм. Расстояние между ними s должно быть при сварных каркасах не более $20d$, при вязаных — $15d$, но не более 500 мм (здесь d — наименьший диаметр продольных сжатых стержней). Расстояния s округляют до размеров, кратных 50 мм.

Плоские сварные каркасы объединяют в пространственные с помощью поперечных стержней, привариваемых контактной точечной сваркой к угловым продольным стержням плоских каркасов. Если в сварных каркасах у больших граней сечения элемента размещены промежуточные стержни, то эти стержни (принадлежащие противоположным каркасам) соединяют между собой дополнительными шпильками, устанавливаемыми по длине элемента с шагом, равным шагу поперечных стержней плоских каркасов.

В вязаных каркасах продольные стержни укрепляют хомутами на перегибах хомутов по крайней мере через один, при ширине грани не более 400 мм и числе продольных стержней у этой грани не более четырех допускается охват всех продольных стержней одним хомутом.

Предварительное напряжение применяют для внецентренно сжатых элементов с большими эксцентриситетами сжимающей силы, когда изгибающие моменты значительны и вызывают растяжение части сечения, а также для элементов очень большой гибкости. Повышение трещиностойкости и жесткости элемента посредством предварительного напряжения полезно в первом случае для эксплуатационного периода, во втором — для периода изготовления, транспортирования и монтажа.

Применять очень гибкие центрально-сжатые элементы нерационально, поскольку несущая способность их сильно снижается вследствие большой деформативности. Во всех случаях элементы из тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях должны иметь гибкость в любом направлении

$$\lambda = l_0/i \leq 200 \quad (4.3) \text{ а колонны зданий } \lambda = l_0/i \leq 120 \quad (4.4)$$

14. Расчёт сжатых железобетонных элементов при случайных эксцентриситетах.

Эксперименты показали, что сопротивление коротких центрально-сжатых элементов внешнему усилию складывается из сопротивления бетона и продольной арматуры. При этом обычно бетон достигает своего предела прочности, а арматура — предела текучести; это обусловлено достаточно большими неупругими деформациями сильно напряженного бетона.

На несущую способность длинных (гибких) сжатых железобетонных элементов заметное влияние оказывают случайные эксцентриситеты, явление продольного изгиба, длительное воздействие нагрузки.

По нормам случайные эксцентриситеты e_a должны приниматься равными большему из следующих значений: $1/30$ высоты сечения элемента, $1/600$ длины элемента (или ее части между местами, закрепленными от поперечных перемещений). В сборных конструкциях следует учитывать возможность образования случайного эксцентриситета вследствие смещения элементов на опорах из-за неточностей монтажа; при отсутствии опытных данных значение этого эксцентриситета принимается не менее 1 см.

Некоторые элементы прямоугольного сечения, а именно с симметричным армированием стержнями из стали классов А-1, А-11, А-111 при $l_0 \leq 20h$ и эксцентриситете $e_0 = e_a \leq h/30$ в практике допускается рассчитывать по несущей способности (предельное состояние первой группы) как центрально-сжатые, исходя из условия

$$N \leq \eta \varphi [R_b A + R_{sc} (A_s + A'_s)] \quad (IV. 2)$$

Здесь N — продольное сжимающее усилие, вычисленное при расчетных нагрузках; $A = hb$ — площадь сечения элемента; h и b — высота и ширина сечения; η — коэффициент условий работы, равный 0,9 при $h \leq 200$ мм и 1 при $h > 200$ мм; φ — коэффициент, учитывающий длительность загрузки, гибкость и характер армирования элемента, вычисляемый по зависимости

$$\varphi = \varphi_b + 2 (\varphi_r - \varphi_b) R_{sc} (A_s + A'_s) / R_b A, \quad (IV. 3)$$

но принимаемый не более φ_r ; причем значения φ_b и φ_r находят по табл.

Несущую способность сжатого элемента со случайными эксцентриситетами при всех известных данных о размерах поперечного сечения элемента, армирования, материалах и нагрузке проверяют по формуле (IV.2)

Если предварительно приняты размеры поперечного сечения и необходимо найти лишь площадь сечения арматуры, следует воспользоваться выражением (IV.2), из которого искомая площадь сечения арматуры

$$(A_s + A'_s) = N / \eta \varphi R_{sc} - AR_b / R_{sc}, \quad (IV. 4)$$

где φ — устанавливается методом последовательного приближения. Поперечные размеры центрально-сжатого элемента и площадь сечения арматуры при заданных нагрузке, расчетной длине и материалах определяют, первоначально задаваясь значениями $\varphi = \eta = 1$, $A_s + A'_s = \mu A = 0,01A$. Из условия (IV.2) вычисляют $A = N / \eta \varphi (R_b + \mu R_{sc})$ (IV.5)

и назначают размеры поперечного сечения элемента с учетом их унификации. Затем вычисляют отношение L_0/h и подбирают $(A_s + A'_s)$ способом, указанным выше.

Если окажется, что процент армирования рассчитанного сечения не удовлетворяет условию $\mu_{\min} \% \leq \mu \% \leq \mu_{\max} \% (3\%)$, то поперечные размеры элемента следует изменить и повторно вычислить значения φ , $(A_s + A'_s)$. Сечение можно считать подобранным удовлетворительно, если $\mu = 1...2 \%$

15. Расчёт внецентренно сжатых железобетонных элементов прямоугольного сечения.

Для прямоугольного сечения

$$A_{bc} = bx; \quad N_b = R_b bx; \quad z_b = h_0 - 0,3x. \quad (4.24)$$

С учетом этих выражений формула для расчета по несущей способности принимает вид

$$Ne \leq R_b bx (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'),$$

$$\text{где } e = e_0 \eta + h/2 - a, \quad (4.25)$$

Высоту сжатой зоны определяют из следующих уравнений:

$$\text{при } \xi = x/h_0 < \xi_R$$

$$N = R_b b x + R_{sc} A'_s - R_s A_s; \quad (4.26)$$

$$\text{при } \xi = x/h_0 > \xi_R$$

$$N = R_b b x + R_{sc} A_s - \sigma_s A_s; \quad (4.27)$$

Проверка несущей способности. При проверке несущей способности элемента, когда все данные о нем известны, из формулы (4.26) в предположении условия $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$ вычисляют высоту сжатой зоны

$$x = (N - R_{sc} A'_s + R_s A_s) / (R_b b); \quad (4.28)$$

затем определяют ξ_R по формуле. Проверяют условие $x \leq \xi_R h_0$ и, если оно соблюдено, то при найденном значении x проверяют несущую способность элемента по формуле (4.25). Несоблюдение условия $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$ указывает на то, что x необходимо определять при условии $\xi = x/h_0 > \xi_R$ по формуле (4.27).

При использовании бетонов классов не выше В30 и ненапрягаемой арматуры классов А-I, А-II, А-III при $x > \xi_R h_0$ значение σ_s следует подставить в уравнение (4.27), откуда вычислить x . Вычисленное значение x следует применить в формуле (4.25) для проверки несущей способности элемента.

При $x > \xi_R h_0$ и при использовании бетонов класса выше В30 и арматуры класса А-IV и выше значение σ_s следует подставить в равенство (4.27) и вычислить x . Затем для проверки несущей способности элемента воспользоваться формулой (4.25).

Подбор арматуры. При подборе площади сечения арматуры A_s и A'_s (значения N , l_0 , b и h считаются известными) расчетные формулы преобразуются следующим образом.

Условие $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$. Очевидно, что когда арматура s' в сечении элемента требуется по расчету тогда, когда относительная высота сжатой зоны при учете только одной арматуры превышает граничное значение ξ_R . Учитывая это значение высоты сжатой зоны и отвечающее ему α_m из табл. 3.1, на основании формул (4.25) и (4.26) получают:

$$A'_s = (Ne - \alpha_m R_b b h_0^2) / (R_{sc} z_s), \quad (4.29) \quad A_s = (\xi_R R_b b h_0 - N) / R_s + A'_s R_{sc} / R_s. \quad (4.30)$$

Площадь сечения арматуры A'_s должна быть не меньше минимальной.

При заданном сечении арматуры A'_s на основании формулы (4.25) составляют уравнение

$$x(h_0 - 0,5x) = [Ne - R_{sc} A'_s (h_0 - a')] / (R_b b). \quad (4.31)$$

В правой части этого равенства все величины известны. $\alpha_m = \xi (1 - 0,5\xi)$, где $\xi = x/h_0$ определяют

$$\alpha_m = [Ne - R_{sc} A'_s (h_0 - a')] / R_b b h_0^2. \quad (4.32)$$

Соответственно значению α_m можно определить ξ из табл. 3.1 или же вычислить его по выражению $\xi = 1 - \sqrt{1 - 2/\alpha_m}$. (4.33)

Имея таким образом $x = \xi h_0$, из выражения (4.26) находят искомую площадь арматуры $A_s = (\xi R_b b h_0 - N) / R_s + A'_s R_{sc} / R_s$. (4.34)

В практике нередко применяют симметричное армирование, в частности в элементах, испытывающих действие противоположных по знаку, но близких по значению изгибающих моментов.

При симметричном армировании, когда $A = A'_s$ и $R_{sc} = R_s$, т. е. когда $R_{sc} A'_s = R_s A_s$, из выражения (4.26)

$$\text{можно вычислить} \quad x = N / R_b b. \quad (4.35)$$

Затем, используя значение x , по формуле (4.25) найти $A_s = A'_s = N(e - h_0 + N/2R_b b) / R_{sc} (h_0 - a')$. (4.36)

Условие $\xi = x/h_0 > \xi_R$. Прямой подсчет площадей сечения арматуры A_s и A'_s затруднителен из-за сложности используемых зависимостей.

Целесообразно применить симметричное армирование $A_s = A'_s$, $R_{sc} = R_s$. Расчетные формулы для подбора симметричной арматуры получают из совместного решения системы трех уравнений: уравнений равновесия продольных сил, прочности и эмпирической зависимости для σ_s .

Для обобщения изложенного ниже приведена рекомендуемая последовательность расчета сечения арматуры элементов прямоугольного профиля с несимметричным армированием (без предварительного напряжения).

1. Выписывают расчетные данные R_b , R_s , R_{sc} , e_b , e_s ; вычисляют значения h_0 , z_s , $e_0 = M/N$, e_0/h , l_0/h , α .
2. Задаются коэффициентом армирования в пределах 0,005...0,035; вычисляют δ_e , φ_l и N_{cr} .
- Если окажется, что $N_{cr} < N$, размеры сечения элемента следует увеличить.
3. Определяют коэффициент η и находят расстояние от усилия N до арматуры S :
 $e = e_0 \eta + h/2 - a$,
4. С помощью формулы (4.28), задаваясь ожидаемым отношением A_s/A'_s определяют высоту сжатой зоны x и затем $\xi = x/h_0$, после чего по формулам (4.29) ... (4.34) подбирают сечения арматуры A_s и A'_s , принимая их не менее минимального значения.
5. Вычисляют коэффициент армирования
 $\mu = (A_s + A'_s) / bh$
по найденным сечениям арматуры. Если он отличается от исходного не более чем на 0,005, решение можно считать найденным; при большей разнице необходимо сечение пересчитать, задавшись новым коэффициентом армирования.
- Если в решении получается $\mu > 0,03$, то следует пересмотреть размеры поперечного сечения b и h или изменить классы бетона и арматуры.
6. Проверяют прочность элемента с учетом влияния продольного изгиба в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба, как для сжатого элемента со случайными эксцентриситетами.
7. Если требуется, проверяют достаточность несущей способности элемента, пользуясь формулами (4.28) и (4.25).

16. Учёт влияния гибкости элемента при расчёте прочности внецентренно сжатых железобетонных элементов.

Расчет гибких внецентренно сжатых элементов в плоскости действия момента производится с учетом влияния прогиба элемента на величину эксцентриситета продольной силы.

Помимо учета гибкости, в плоскости действия момента должна быть произведена проверка на устойчивость в плоскости, перпендикулярной плоскости изгиба как для элемента, работающего на осевое сжатие (без учета изгибающего момента), с учетом соответствующего коэффициента продольного изгиба φ .

Влияние прогиба может не учитываться:

а) для сечений любой формы при $\frac{l_0}{r} \leq 35$

б) для прямоугольных сечений при $\frac{l_0}{h} \leq 10$

в) для круглых и кольцевых сечений при $\frac{l_0}{D} \leq 8$

г) для тавровых сечений при $\frac{l_0}{h} \leq 35$

Значения коэффициента ν принимаются по таблице.

Влияние прогиба элемента учитывается путем умножения эксцентриситета e_0 продольного усилия относительно центра тяжести сечения бетона на коэффициент η , определяемый следующим образом:

а) для сечений любой формы

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{m \cdot 4800 R_{\text{н}} F} \left(\frac{l_0}{r} \right)^2};$$

б) для прямоугольных сечений

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{m \cdot 400 R_{\text{н}} F} \left(\frac{l_0}{h} \right)^2}, \quad (1.38)$$

где N — расчетная продольная сила;

F — площадь бетонного сечения;

$l_0 = \psi l$ — расчетная длина элемента;

l — фактическая длина элемента;

ψ — коэффициент, зависящий от степени заземления и подвижности концов элемента, принимаемый таким же, как и для расчета центрально сжатых элементов;

r — радиус инерции сечения;

h — высота сечения, т. е. размер поперечного сечения в плоскости действия изгибающего момента.

Коэффициент η может быть определен по графику.

При расчете прямоугольных сечений внецентренно сжатых элементов значения η принимают по графику в зависимости от величин

$$n_1 = \frac{N}{mbhR_{\text{н}}} \text{ и } \frac{l_0}{h}.$$

При расчете тавровых сечений внецентренно сжатых элементов значения η принимают по графику в зависимости от величин

$$n_1 = \frac{N}{mbhR_{\text{н}}} \rho \text{ и } \frac{l_0}{h}.$$

Значения ρ в зависимости от отношений $\frac{b_n}{b}$ и $\frac{h_n}{h}$ приведены в таблице.

Рекомендуется проектировать внецентренно сжатые элементы так, чтобы отношение $\frac{l_0}{b}$ было не более 30, а отношение $\frac{l_0}{h}$ — не более 25 (рекомендация относится к колоннам зданий). Для несущих элементов сечение менее 25 X 25 см не рекомендуется.

17. Конструктивные особенности растянутых элементов.

В условиях центрального (осевого) растяжения находятся затяжки арок, нижние пояса и нисходящие раскосы ферм, стенки круглых в плане резервуаров для жидкостей и т.д.

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

Основные принципы конструирования железобетонных элементов, относятся также и к центрально-растянутым элементам. Стержневую рабочую арматуру, применяемую без предварительного напряжения, соединяют по длине обычно сваркой, стыки внахлестку без сварки допускаются только в плитных и стеновых конструкциях.

Растянутая предварительно напрягаемая арматура (стержни, проволочные пучки, арматурные канаты) в линейных элементах (затяжки арок, нижние пояса ферм) не должна иметь стыков. В поперечном сечении элемента предварительно напрягаемую арматуру размещают симметрично с тем, чтобы при передаче обжимающего усилия по возможности избежать внецентренного обжатия элемента.

При натяжении на бетон предварительно напряженная арматура, размещаемая в специально предусматриваемых каналах, в процессе обжатия не работает в составе поперечного сечения элемента. В этом случае целесообразно снабжать предварительно напряженный элемент небольшим количеством ненапрягаемой арматуры. Ее располагают ближе к наружным поверхностям, чтобы она давала больший эффект в усилении элемента против возможных внецентренных воздействий в процессе обжатия.

В условиях внецентренного растяжения находятся стенки резервуаров (бункеров), прямоугольных в плане, испытывающие внутреннее давление от содержимого, нижние пояса безраскосных ферм и т.д. Такие элементы одновременно растягиваются продольной силой N и изгибаются моментом M , что равносильно внецентренному растяжению усилием N с эксцентриситетом $e_0 = M/N$ относительно продольной оси элемента.

Различают положение, когда внешняя продольная растягивающая сила N приложена между равнодействующими усилий в арматуре S и S' (ближе к усилению N и далее от него), и положение, когда сила приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре S и S' .

Внецентренно растянутые элементы армируют продольными и поперечными стержнями аналогично армированию изгибаемых элементов, а при положении N в пределах сечения — аналогично армированию центрально-растянутых элементов. Внецентренно растянутые элементы, как и центрально-растянутые, обычно подвергают предварительному напряжению, что значительно повышает их трещиностойкость.

Во внецентренно растянутых элементах содержание продольной арматуры $\mu \geq 0,05\%$; это относится к арматуре S , а при положении N в пределах сечения — и к арматуре S и S' .

Конструкция стыков сборных растянутых элементов, через которые передаются растягивающие усилия, предусматривает сварку выпусков арматуры или стальных закладных деталей, а также арматурных изделий, перекрытие стыка арматурой (пучки, канаты, стержни), размещаемой в каналах или пазах и натягиваемой на бетон.

18. Расчёт прочности центрально растянутых железобетонных элементов.

Разрушение центрально-растянутых элементов происходит после того, как в бетоне образуются сквозные трещины и он в этих местах выключается из работы, а в арматуре напряжения достигают предела текучести (если сталь имеет площадку текучести) или временного сопротивления. Несущая способность центрально-растянутого элемента обусловлена предельным сопротивлением арматуры без участия бетона. В соответствии с этим прочность центрально-растянутых элементов, в общем случае имеющих в составе сечения предварительно напрягаемую и неапрягаемую арматуру с площадями сечения

соответственно A_{sp} и A_s , рассчитывают по условию $N = \gamma_{se} R_s A_{sp} + R_s A_s$, (5.1)

где γ_{se} — коэффициент, учитывающий условия работы высокопрочной арматуры при напряжениях выше условного предела текучести, применяемый равным η .

Если применяется ненапрягаемая арматура с условным пределом текучести, то вместо $\gamma_{se} R_s$ вводится расчетное напряжение σ_{sd} .

В элементах с напрягаемой арматурой без анкеров необходимо проверять прочность сечений элемента в пределах длины зоны передачи напряжений. Расчетное сопротивление арматуры здесь принимают сниженным, определяя его умножением R_s на коэффициент

$$\gamma_{se} = l_x / l_p,$$

где l_x — расстояние, от начала зоны передачи напряжений до рассматриваемого сечения арматуры в пределах этой зоны; l_p — полная длина зоны передачи напряжений.

19. Расчёт прочности внецентренно растянутых железобетонных элементов.

Предельное состояние по несущей способности элементов любого симметричного сечения, внецентренно растянутых в плоскости симметрии, когда продольная сила N приложена между усилиями в арматуре S и S' характеризуется тем, что бетон в элементах пересечен сквозными поперечными трещинами. Поэтому в нормальных сечениях, совпадающих с трещинами, внешнему усилию сопротивляется лишь продольная арматура. Разрушение элемента наступает, когда напряжения в продольной арматуре S и S' достигают предельного значения. Несущую способность проверяют по условиям:

$$Ne = \gamma_{se} R_s A'_{sp} (h_0 - a'_p) + R_s A'_s (h_0 - a'_s); \quad Ne' = \gamma_{se} R_s A_{sp} (h'_0 - a_p) + R_s A_s (h_0 - a_s), \quad (5.2)$$

Если продольная сила N находится за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре S и S' , предельное состояние по несущей способности внецентренно растянутых элементов сходно с предельным состоянием изгибаемых элементов. Часть сечения у грани, более удаленной от силы N , сжата, противоположная — растянута. Вследствие образования трещин в бетоне растягивающие усилия в трещинах воспринимаются только арматурой. Несущая способность элемента обусловлена предельным сопротивлением растяжению арматуры растянутой зоны, а также предельным сопротивлением сжатию бетона и арматуры сжатой зоны; при этом, если в сжатой зоне находится предварительно напрягаемая арматура, напряжения в ней принимают равным σ_{sc} .

Несущую способность проверяют по условию

$$Ne < R_b A_{bc} z_b + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p). \quad (5.4)$$

В уравнении (5.4) площадь сжатой зоны A'_{sp} определяют по выражению

$$N = \gamma_{se} R_s A_{sp} + R_s A_s - R_b A_{bc} - \sigma_{sc} A'_{sp} - R_{sc} A'_s. \quad (5.5)$$

При расчете должно соблюдаться условие $\xi = (x/h_0) \leq \xi_R$. В противном случае принимают в формуле (5.4) $\xi = \xi_R$.

В элементах прямоугольного профиля для проверки несущей способности формулу (5.4) преобразуют следующим образом:

$$Ne < R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s) + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p). \quad (5.6)$$

Формула (5.6) справедлива, если $\xi \leq \xi_R$.

Для определения высоты сжатой зоны может быть использовано уравнение (5.5):

$$x = (\gamma_{se} R_s A_{sp} + R_s A_s - \sigma_{sc} A'_{sp} - R_{sc} A'_s - N) / R_b b. \quad (5.7)$$

Для определения площади сечения арматуры A_{sp} и A'_s при $A_s = A'_s = 0$ формулы (5.5) и (5.6) преобразуют следующим образом:

$$A'_s = [Ne - \alpha_m R_b b h_0^2] / \sigma_{sc} (h_0 - a'_s); \quad (5.8)$$

$$A_{sp} = (\xi_R R_b b h_0 + R_{sc} A'_s + N) / \gamma_{se} R_s. \quad (5.9)$$

Здесь ξ_R и α_m — коэффициенты из табл. Если при этом значение A'_{sp} по расчету получается отрицательным или меньше минимально допустимого, то

сечение A'_s назначают по минимальному содержанию арматуры. В этом случае, а также когда сечение арматуры A'_{sp} задано заранее по иным соображениям, сначала следует вычислить

$$\alpha_m = [Ne - \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_p)] / R_b b h_0^2, \quad (5.10)$$

а затем по этому значению из табл. найти ξ и определить

$$A_{sp} = (\xi R_b b h_0 + \alpha_{sc} A'_{sp} + N) / \gamma_{se} R_s. \quad (5.11)$$

20. Расчёт железобетонных элементов по второй группе предельных состояний. Три категории требований к трещиностойкости ж.б. элементов. Требования по ограничению перемещений.

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

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

первая категория - не допускается образование трещин;

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

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

Непродолжительным считается раскрытие трещин при действии постоянных, длительных и кратковременных нагрузок; продолжительным — раскрытие трещин при действии только постоянных и длительных нагрузок. Предельная ширина раскрытия трещин ($a_{тр1}$ - непродолжительная и $a_{тр2}$ - продолжительная), при которой обеспечиваются нормальная эксплуатация зданий коррозионная стойкость арматуры и долговечность конструкции, в зависимости от категории требований по трещиностойкости не должна превышать 0,05...0,4 мм.

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

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

Порядок учета нагрузок при расчете на трещиностойкость зависит от категории требований

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

Предельные состояния второй группы. Расчет по образованию трещин, нормальных и наклонных к продольной оси элемента, выполняют для проверки трещиностойкости элементов, к которым предъявляют требования первой категории, а также чтобы установить, появляются ли трещины в элементах, к трещиностойкости которых предъявляют требования второй и третьей категории. Считается, что трещины, нормальные к продольной оси, не появляются,

если усилие T (изгибающий момент или продольная сила) от действия нагрузок не будет превосходить усилия $T_{cr,c}$, которое может быть воспринято сечением элемента

$$T \leq T_{cr,c} \quad (2.19)$$

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

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

$$a_{cr,c} \leq a_{cr,c,л} \quad (2.20)$$

Расчет по перемещениям заключается в определении прогиба элемента от нагрузок с учетом длительности их действия и сравнении его с предельным прогибом при

$$\gamma_f = 1 \\ i < i_u \quad (2.21)$$

Предельные прогибы устанавливаются различными требованиями: технологическими, обусловленными нормальной работой кранов, технологических установок, машин и т. п.; конструктивными, обусловленными влиянием соседних элементов, ограничивающих деформации; физиологическими; эстетико-психологическими; необходимостью выдерживать заданные уклоны и т.п. Предельные прогибы предварительно напряженных элементов, устанавливаемые эстетико-психологическими требованиями, могут быть увеличены на высоту выгиба (строительного подъема), если это не ограничено технологическими или конструктивными требованиями.

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

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

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

21. Расчёт железобетонных элементов по образованию трещин, нормальных к продольной оси элемента.

Этот расчет заключается в проверке условия, что трещины в сечениях, нормальных к продольной оси элемента, не образуются, если момент внешних сил M не превосходит момента внутренних усилий в сечении перед образованием трещин $M_{cr,c}$, т. е.

$$M \leq M_{cr,c} \quad (7.3)$$

Момент внешних сил при изгибе имеет значение M , а момент внешних сил при внецентренном сжатии и при внецентренном растяжении, если образуется сжатая зона,

$$M = Nc_1 \quad (7.4)$$

где c_1 - расстояние от внешней продольной силы N до той же оси, относительно которой берется момент внутренних усилий.

Определение $M_{cr,c}$ по способу ядровых моментов

Нормы рекомендуют определять $M_{cr,c}$ приближенно по способу ядровых моментов. Задачу для напряженно-деформированного состояния сечения в стадии I перед образованием трещин от совместного действия внешней нагрузки и усилия обжатия приближенно решают как линейную задачу внецентренного сжатия, применяя принцип независимого действия сил. Момент образования трещин

$$M_{cr,c} = R_{bt,scr} W_{pl} + M_{rp}; \quad (7.29) \quad M_{rp} = P(e_{op} + r), \quad (7.30)$$

где M_{rp} — момент усилия обжатия P относительно оси, проходящей через условную ядровую точку, наиболее удаленную от растянутой зоны; W_{pl} — упругопластический момент сопротивления железобетонного сечения по растянутой зоне в предположении, что продольная сила отсутствует; e_{op} — эксцентриситет усилия обжатия относительно центра тяжести приведенного сечения; r — расстояние от ядровой точки, наиболее удаленной от растянутой зоны, до центра тяжести приведенного сечения.

Значение Z в этом способе расчета с целью учета неупругих деформаций бетона сжатой зоны принимают в зависимости от вида силового воздействия:

для изгибаемых предварительно напряженных и внецентренно сжатых элементов, а также внецентренно растянутых при $N \leq P$

$$r = \varphi (W_{red} / A_{red}); \quad (7.31)$$

$$0,7 \leq \varphi = 1,6 - (\sigma_b / R_{b,scr}) \leq 1; \quad (7.32)$$

для внецентренно растянутых элементов при $N > P$

$$r = W_{pe} / [A_{red} + \alpha (A_s + A'_s)]; \quad (7.33)$$

для изгибаемых без предварительного напряжения

$$r = W_{red} / A_{red}, \quad (7.34)$$

где W_{red} - упругий момент сопротивления приведенного сечения по растянутой зоне; A_{red} — площадь приведенного сечения; e_0 - эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения,

Значения W_{pe} можно определить приближенно, полагая $N = P = 0$, по формуле

$$W_{pe} = [2(I_{bo} + \alpha I_{so} + \alpha I'_{so})]/(h-x) + S_{bt}, \quad (7.35)$$

где I_{bo}, I_{so}, I'_{so} — моменты инерции относительно нейтральной оси площадей сечения бетона сжатой зоны и арматуры обеих зон; S_{bt} — статический момент относительно той же оси площади сечения бетона растянутой зоны; $h-x$ — расстояние от центральной оси до края растянутой зоны.

$$S'_{bo} + \alpha S'_{so} - \alpha S_{so} = [(h-x) A_{bt}] / 2, \quad (7.36)$$

где S_{bo}, S_{so}, S'_{so} — статические моменты относительно нейтральной оси площадей сечения бетона сжатой зоны и арматуры обеих зон; A_{bt} — площадь сечения бетона растянутой зоны.

Значения W_{pi} можно также определять исходя из упругого момента сопротивления W'_{red} по формуле

$$W_{pi} = \gamma W'_{red}. \quad (7.37)$$

Коэффициент γ учитывает влияние неупругих деформаций бетона растянутой зоны в зависимости от формы сечения. Для прямоугольных и тавровых сечений с полкой в сжатой зоне $\gamma = 1,75$; для коробчатых и симметричных двутавровых сечений при $2 < (b'_1/b) = b_1/b$, а также для тавровых сечений с полкой в растянутой зоне при $(b_1/b) > 2$ и $(h_1/h) < 0,2$ принимают $\gamma = 1,5$.

Момент внешних сил определяют относительно оси, проходящей через условную ядровую точку, по формуле (7.4). При внецентренном сжатии с плечом силы $e_1 = e_0 - r$

$$M = M_r = N(e_0 - r); \quad (7.38) \quad \text{при внецентренном растяжении} \quad M = M_r = N(e_0 + r).$$

В стадии изготовления и монтажа растянутой может оказаться зона, сжатая при действии внешних расчетных нагрузок. В этом случае

$$M_{cre} = R_{bt,ser} W_{pi} - P(e_{0p} - r), \quad (7.39)$$

Здесь принимают W_{pi} — для грани, растянутой от действия усилия обжатия P ; $R_{bt,ser}$ — по соответствующей передаточной прочности бетона R_{br} . Момент внешних сил в этом расчете определяют от нагрузки, действующей на данной стадии (например, собственный вес элемента).

22. Расчёт ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элементов

После образования трещин в растянутых зонах железобетонных элементов при дальнейшем увеличении нагрузки происходит раскрытие трещин — стадия II напряженно-деформированного состояния. опыты показывают, что вследствие неоднородности структуры бетона при растяжении расстояния между трещинами могут отклоняться от средних значений в большую или меньшую сторону примерно в 1,5 раза.

Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, представляет собой разность удлинений арматуры и растянутого бетона на участке между трещинами длиной l_{crc} , т. е.

$$a_{cre} = \epsilon_{sm} l_{crc} - \epsilon_{btm} l_{crc}, \quad (7.43)$$

Средней деформацией растянутого бетона ϵ_{btm} как величиной малой в сравнении со средней деформацией растянутой арматуры обычно пренебрегают и принимают

$$a_{cre} = \epsilon_{sm} l_{crc}. \quad (7.44)$$

Вводя обозначение для отношения средних деформаций растянутой арматуры на участке между трещинами к деформациям арматуры в сечении с трещиной

$$\psi_s = \epsilon_{sm} / \epsilon_s \leq 1, \quad (7.45)$$

получают ширину раскрытия трещин на уровне оси растянутой арматуры

$$a_{cre} = \psi_s \epsilon_s l_{crc} = \psi_s (\sigma_s / E_s) l_{crc}. \quad (7.46)$$

На ширину раскрытия трещин влияют: коэффициент ψ_s , в свою очередь, зависящий от прочности сцепления арматуры с бетоном; напряжения в арматуре сечения с трещиной σ_s ; расстояние между трещинами l_{crc} . Значения этих факторов определяют расчетом.

Нормы рекомендуют определять ширину раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, на уровне оси растянутой арматуры по следующей эмпирической формуле (в миллиметрах):

$$a_{cre} = 20 (3,5 - 100\mu) \delta \eta \varphi_l (\sigma_s / E_s) \sqrt[3]{d}, \quad (7.47)$$

где $\mu = A_s / bh_0$ — коэффициент армирования сечения (ребра таврового сечения), принимаемый в расчете не более 0,02; A_s — площадь сечения растянутой арматуры; δ — коэффициент, принимаемый для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов — 1, для растянутых элементов — 1,2; η — коэффициент, зависящий от вида и профиля продольной растянутой арматуры: для стержней периодического профиля $\eta = 1$; для проволоки классов Вр-1, Вр-11 и канатов — 1,2; для гладких горячекатаных стержней — 1,3, для проволоки класса В-11 — 1,4;

φ_l — коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки;

σ_s — напряжение в ненапрягаемой растянутой арматуре или приращение напряжений после погашения обжатия бетона в напрягаемой растянутой арматуре; d — диаметр арматуры, мм; при нескольких растянутых стержнях разных диаметров $d = (n_1 d_1^2 + \dots + n_k d_k^2) / (n_1 d_1 + \dots + n_k d_k)$.

Для элементов, к трещиностойкости которых предъявляют требования 2-й категории, ширину непродолжительного раскрытия трещин определяют от суммарного воздействия постоянных, длительных и кратковременных нагрузок при $\varphi_l = 1$.

Для элементов, к трещиностойкости которых предъявляют требования 3-й категории, ширину продолжительного раскрытия трещин определяют от действия постоянных и длительных нагрузок при $\varphi_l > 1$. Ширину непродолжительного раскрытия трещин рассчитывают по нелинейной зависимости,

суммируя приращение ширины раскрытия трещин ($a_{cre1} - a_{cre1}$) от непродолжительного действия всей нагрузки и непродолжительного действия постоянной и длительной нагрузок при $\varphi_l = 1$ и ширину раскрытия a_{cre2} от постоянной и длительной нагрузок, т. е.

$$a_{cre} = a_{cre1} - a_{cre1} + a_{cre2}. \quad (7.48)$$

Определение ширины раскрытия трещин, наклонных к продольной оси элементов. Ширину раскрытия трещин, наклонных к продольной оси, в изгибаемых элементах определяют по формуле

$$a_{cre} = \varphi_l \frac{0,6 \sigma_{sw} d_w \eta}{E_s d_w / h_0 + 0,15 E_b (1 + 2\alpha_1 \mu_w)}; \quad (7.49)$$

$$\sigma_{sw} = \frac{Q - Q_{bt}}{A_{sw} h_0} \leq F_s \text{ ser}, \quad (7.50)$$

где σ_{sw} —напряжение в хомутах; Q —действующая поперечная сила; Q_{bl} — поперечная сила, воспринимаемая элементом без поперечнойарматуры; d — диаметр поперечной арматуры; $\mu_w = A_{sw}/sb$ — коэффициент армирования хомутами или поперечными стержнями; s — шаг хомутов; Φ — коэффициент, учитывающий длительность действия нагрузки;

23. Определение кривизны оси изгибаемых элементов на участках без трещин.

Кривизну оси железобетонных элементов на участках, где не образуются трещины, определяют как для сплошного приведенного сечения в стадии I напряженно-деформированного состояния:

$$(1/r)_1 = M/B, \quad (7.111)$$

где M — изгибающий момент; B — жесткость приведенного сечения,

Для бетонов — тяжелого, мелкозернистого, легкого при плотном мелком заполнителе при кратковременном действии нагрузки

$$B = 0,85 E_b I_{red}, \quad (7.112)$$

где 0,85 — коэффициент, учитывающий снижение жесткости под влиянием неупругих деформаций бетона растянутой зоны.

При длительном действии нагрузки кривизна

$$(1/r)_2 = M\Phi/B, \quad (7.113)$$

где Φ — коэффициент, учитывающий снижение жесткости (увеличение кривизны) при длительном действии нагрузки под влиянием ползучести бетона сжатой зоны: при средней относительной влажности воздуха выше 40 % $\Phi = 2$, при средней относительной влажности воздуха 40 % и ниже $\Phi = 3$.

Кривизну оси, вызванную выгибом $(1/r)_3$ от кратко-

временного действия усилия предварительного обжатия, также определяют по формуле (7.111) при значении изгибающего момента

$$M = P e_{op},$$

в которой e_{op} определяют по формуле (2.27).

Кривизну оси, вызванную выгибом под влиянием ползучести бетона от усилия предварительного обжатия, принимают равной тангенсу угла наклона эпюры деформаций

$$(1/r)_4 = (\varepsilon_b - \varepsilon'_b)/h_0, \quad (7.114)$$

где ε_b и ε'_b — деформации бетона, вызванные ползучестью, на уровне центра тяжести растянутой арматуры и крайнего сжатого волокна бетона.

Потери $\sigma_c = \sigma'_c + \sigma'_g$; $\sigma'_c = \sigma'_c + \sigma'_g$; тогда $\varepsilon_b = \sigma_s/E_s$;

$$\varepsilon'_b = \sigma'_c/E_s.$$

Полное значение кривизны

$$1/r = (1/r)_1 + (1/r)_2 - (1/r)_3 - (1/r)_4; \quad (7.115)$$

для элементов без предварительного напряжения принимают $(1/r)_3 = (1/r)_4 = 0$.

Если начальные трещины в сжатой зоне при действии нагрузок закрыты, значение кривизны $(1/r)_4$ увеличивается на 25 %, остальных кривизн — на 15 %

24. Определение кривизны оси изгибаемых элементов на участках с трещинами.

На участках, где образуются нормальные к продольной оси элемента трещины в стадии II, общее деформированное состояние определяют средними деформациями растянутой арматуры ε_{sm} , средними деформациями бетона сжатой зоны ε_{bm} и средним положением нейтральной оси с радиусом кривизны r . Для железобетонного элемента в зоне чистого изгиба кривизна оси и средние деформации арматуры и бетона связаны зависимостью

$$l_{erc}/r = \varepsilon_{sm} l_{erc}/(h_0 - x_m) = \varepsilon_{bm} l_{erc}/x_m = (\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{bm}) l_{erc}/h_0.$$

После сокращения на l_{erc} кривизна оси при изгибе представляется как тангенс угла наклона на эпюре средних деформаций:

$$1/r = \varepsilon_{sm}/(h_0 - x_m) = \varepsilon_{bm}/x_m = (\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{bm})/h_0. \quad (7.116)$$

Принимая во внимание, что $\varepsilon_{sm} = \psi_s \sigma_s/E_s$; $\varepsilon_{bm} = \psi_b \sigma_b/\nu E_b$, кривизна оси при

изгибе $1/r = \psi_s \sigma_s/[E_s (h_0 - x_m)] = \psi_b \sigma_b/\nu E_b x_m \Phi_c \sigma_s/(E_s h_0) + \psi_b \sigma_b/(\nu E_b h_0)$ (7.117)

После подстановки в выражение (7.117) значений напряжений в арматуре и бетоне $\sigma_s = M/W_s$, $\sigma_b = M/W_c$ получают выражение для определения кривизны:

$$\frac{1}{r} = \frac{M\psi_s}{E_s W_s (h_0 - x_m)} = \frac{M\psi_b}{\nu E_b W_c x_m} = \frac{M}{h_0} \left(\frac{\psi_s}{E_s W_s} + \frac{\psi_b}{\nu E_b W_c} \right)$$

(7.118)

Знаменатель в выражении (7.118) характеризует собой одну и ту же жесткость железобетонного сечения при изгибе: по растянутой зоне

$$B = (E_s/\Phi_s) W_s (h_0 - x_m); \quad (7.119)$$

по сжатой зоне $B = (\nu E_b/\psi_b) W_c x_m$; (7.120)

$$B = h_0 \left(\frac{\psi_s}{E_s W_s} + \frac{\psi_b}{\nu E_b W_c} \right). \quad (7.121)$$

по обоим зонам сечения

Выражения кривизны и жесткости с учетом значений упругопластических моментов сопротивления W_s , W_c принимают следующий вид:

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{h_0 z_1} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\Phi_f + \zeta) \nu E_b b h_0} \right]; \quad (7.122)$$

$$B = h_0 z_1 \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{(\Phi_f + \zeta) \nu E_b b h_0} \right] \quad (7.123)$$

В общем случае для предварительно напряженных изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов при $e_{0n} \geq 0,8 h_0$ систему внешних сил и усилий предварительного обжатия заменяют эквивалентной системой с моментом M_s и суммарной продольной силой N_{101} . Тогда напряжения в бетоне сжатой зоны и в растянутой арматуре

$\sigma_b = M_s / A_b z_1$, где $A_b = (\varphi_f + \xi) b h_0$;

$$\sigma_s = M_s / A_{sp} z_1 - N_{tot} / A_{sp}. \quad (7.124)$$

Общее выражение кривизны оси при изгибе после подстановки значений напряжений в бетоне сжатой зоны и в растянутой арматуре принимает вид

$$\frac{1}{r} = \frac{M_s}{h_0 z_1} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{\nu E_b A_b} \right] - \frac{N_{tot}}{h_0} \frac{\psi_s}{E_s A_s}. \quad (7.125)$$

Кривизна оси при изгибе $1/r$ и жесткость B на участках элементов с трещинами с течением времени изменяются и поэтому в расчетах их определяют с учетом ряда физических факторов: работы бетона на растяжение на участках между трещинами, характеризуемой коэффициентом ψ_s ; неравномерности деформаций бетона сжатой зоны на участках между трещинами, характеризуемой коэффициентом ψ_b ; неупругих деформаций бетона сжатой зоны, характеризуемых коэффициентом ν .

Значения ψ_s и ν определяют с учетом длительности действия нагрузки.

Значения коэффициента ν установлены нормами для тяжелых бетонов и бетонов на пористых заполнителях в зависимости от характера действующей нагрузки и условия эксплуатации конструкции. При кратковременном действии нагрузки $\nu = 0,45$; при длительном действии

нагрузки: в условиях средней относительной влажности воздуха выше 40% $\nu = 0,15$, в условиях средней относи-

тельной влажности воздуха 40% и ниже $\nu = 0,1$. Следует обратить внимание, что установлены значения не собственно коэффициентов ν , а произведений $\omega \nu$, которые при принятой для расчета в стадии II прямоугольной эпюры напряжений в бетоне сжатой зоны с коэффициентом полноты $w=1$ численно равны значениям ν .

25. Определение прогибов изгибаемых элементов без трещин в растянутой зоне.

Прогиб железобетонных элементов, не имеющих трещин в растянутых зонах, определяют по жесткости приведенного сечения B с учетом значений коэффициента φ при длительном действии нагрузки. Полное значение прогиба

$$f = f_1 + f_2 - f_3 - f_4, \quad (7.126) \text{ где } f_1 \text{ — прогиб от кратковременной нагрузки; } f_2 \text{ — прогиб от постоянной и длительно действующих нагрузок; } f_3 \text{ —}$$

выгиб от кратковременного действия усилия предварительного обжатия P с учетом всех потерь; f_4 — выгиб вследствие ползучести бетона от обжатия.

Выгиб предварительно напряженных элементов постоянной высоты, вызванный внецентренным обжатием:

$$f_3 = P e_{op} l^2 / 8B, \quad (7.127)$$

Выгиб предварительно напряженных элементов постоянной высоты, вызванный ползучестью бетона от обжатия:

$$f_4 = \left(\frac{1}{r} \right)_A l^2 / 8. \quad (7.128)$$

26. Определение прогибов изгибаемых элементов с трещинами в растянутой зоне

Прогиб железобетонных элементов, имеющих трещины в растянутых зонах, определяют по кривизне оси при изгибе

$$f = \int_0^l \bar{M} \frac{1}{r} (x) dx. \quad (7.129)$$

где \bar{M} — изгибающий момент в сечении x от единичной силы, приложенной по направлению искомого перемещения; $\frac{1}{r} (x)$ определяют по формуле (7.125).

При определении перемещений железобетонных элементов постоянного сечения допускается на каждом участке, в пределах которого изгибающий момент не меняет знака, вычислять кривизну для наиболее напряженного сечения и далее принимать ее изменяющейся прямо пропорционально эпюре изгибающих моментов. Это допущение равносильно тому, что жесткость B вычисляют для наиболее напряженного сечения и далее принимают постоянной.

Для предварительно напряженных элементов, к которым предъявляют требования 2-й и 3-й категорий по трещиностойкости, такие допущения в ряде случаев приводят к существенному завышению прогиба против действительного значения, так как участки с трещинами в растянутой зоне могут иметь ограниченную протяженность. В таких случаях прогиб

$$f = \sum \int \bar{M} \frac{1}{r} (x) dx, \quad (7.130) \text{ При этом эпюру кривизны } \frac{1}{r} (x) \text{ по длине пролета железобетонного элемента разбивают на несколько участков в виде кусочно-линейной функции и вычисляют интеграл перемещений перемножением эпюр, пользуясь}$$

правилом Верещагина. Кривизну $\frac{1}{r} (x)$ на каждом участке без трещин и с трещинами определяют по формулам (7.111), (7.112) и (7.125).

$$\frac{1}{r} = \frac{M_s}{h_0 z_1} \left[\frac{\psi_s}{E_s A_s} + \frac{\psi_b}{\nu E_b A_b} \right] - \frac{N_{tot}}{h_0} \frac{\psi_s}{E_s A_s}. \quad (7.125)$$

Кривизна оси при изгибе $1/r$ и жесткость B на участках элементов с трещинами с течением времени изменяются и поэтому в расчетах их определяют с учетом ряда физических факторов: работы бетона на растяжение на участках между трещинами, характеризуемой коэффициентом ψ_s ; неравномерности деформаций бетона сжатой зоны на участках между трещинами, характеризуемой коэффициентом ψ_b ; неупругих деформаций бетона сжатой зоны, характеризуемых коэффициентом ν .

Значения ψ_s и ν определяют с учетом длительности действия нагрузки.

Значения коэффициента ν установлены нормами для тяжелых бетонов и бетонов на пористых заполнителях в зависимости от характера действующей нагрузки и условия эксплуатации конструкции. При кратковременном действии нагрузки $\nu = 0,45$; при длительном действии

нагрузки: в условиях средней относительной влажности воздуха выше 40% $\nu = 0,15$, в условиях средней относи-

тельной влажности воздуха 40% и ниже $\nu = 0,1$. Следует обратить внимание, что установлены значения не собственно коэффициентов ν , а произведений $\omega \nu$, которые при принятой для расчета в стадии II прямоугольной эпюры напряжений в бетоне сжатой зоны с коэффициентом полноты $w=1$ численно равны значениям ν .

27. Оптимальное проектирование железобетонных конструкций.

Конструкции промышленных и гражданских зданий состоят из отдельных элементов, связанных в единую систему/ Отдельные элементы зданий — плиты и балки перекрытий, колонны, стены и др. — должны обладать прочностью и устойчивостью, достаточной жесткостью, трещиностойкостью и участвовать в общей работе здания. При загрузении одного из элементов здания в работу включаются и другие элементы, происходит работа пространственной системы. Здание в целом должно надежно сопротивляться деформированию в горизонтальном направлении под влиянием различных нагрузок и воздействий, т. е. должно обладать достаточной пространственной жесткостью. Учет пространственной работы зданий приводит к более экономичным конструктивным решениям.

Конструктивные схемы зданий, удовлетворяющие изложенным требованиям, могут быть каркасными и панельными (бескаркасными), многоэтажными и одноэтажными. Каркас многоэтажного здания образуют основные вертикальные и горизонтальные элементы — колонны и ригели. Каркас одноэтажного здания образуют колонны, заделанные в фундамент, и ригели, шарнирно или жестко соединенные с колоннами. В каркасном здании горизонтальные воздействия (ветровые, сейсмические и т. п.) могут восприниматься совместно каркасом и вертикальными связевыми диафрагмами, соединенными перекрытиями в единую пространственную систему, или же при отсутствии вертикальных диафрагм только каркасом как рамной конструкцией. В многоэтажном панельном здании горизонтальные воздействия воспринимаются совместно поперечными и продольными стенами, также соединенными перекрытиями в пространственную систему.

Железобетонные конструкции при всех возможных конструктивных схемах зданий должны быть индустриальными и экономичными. Их проектируют так, чтобы максимально использовать машины и механизмы при изготовлении и монтаже зданий и свести к минимуму затраты ручного труда и расход строительных материалов. В наибольшей степени этим требованиям отвечают сборные железобетонные конструкции заводского изготовления.

С изменением температуры железобетонные конструкции деформируются — укорачиваются или удлиняются; вследствие усадки бетона—укорачиваются. При неравномерной осадке основания части конструкций взаимно смещаются в вертикальном направлении.

В большинстве случаев железобетонные конструкции представляют собой статически неопределимые системы и поэтому от изменения температуры, усадки бетона, а также от неравномерной осадки фундаментов в них возникают дополнительные усилия, что может привести к появлению трещин или к разрушению части конструкции.

Чтобы уменьшить усилия от температуры и усадки, железобетонные конструкции делят по длине и ширине температурно-усадочными швами на отдельные части — деформационные блоки.

Производство сборных железобетонных элементов наиболее эффективно в том случае, когда на заводе изготавливают серии однотипных элементов. Технологический процесс при этом совершенствуется, снижается трудоемкость изготовления и стоимость изделий, улучшается их качество. Отсюда вытекает важнейшее требование, чтобы число типов элементов в здании было ограниченным, а применение их — массовым (для возможно большего числа зданий различного назначения).

С этой целью элементы типизируют, т. е. для каждого конструктивного элемента здания отбирают наиболее рациональный, проверенный на практике, тип конструкции с наилучшими по сравнению с другими решениями технико-экономическими показателями (расход материалов, масса, трудоемкость изготовления и монтажа, стоимость). Выбранный таким образом тип элемента принимают для массового изготовления.

Чтобы одни и те же типовые элементы можно было широко применять в различных зданиях, расстояние между колоннами в плане, (сетку колонн) и высоту этажей унифицируют, т. е. приводят к ограниченному числу размеров. Основой унификации служит единая модульная система, предусматривающая градацию размеров на базе модуля 100 мм или укрупненного модуля, кратного 100 мм.

Сборные железобетонные элементы конструкций зданий в процессе проектирования необходимо укрупнять. При монтаже зданий из укрупненных элементов сокращается число монтажных операций по их подъему и установке, уменьшается число стыковых сопряжений, выполняемых во время монтажа, повышается степень заводской готовности элементов, а следовательно, уменьшается объем отделочных работ на площадке.

28. Специфические требования, предъявляемые к гидротехническому бетону.

Гидротехнический бетон предназначен для конструкций, находящихся в воде или периодически соприкасающихся с водой, поэтому он должен обладать свойствами, необходимыми для длительной нормальной службы этих конструкций в данных климатических эксплуатационных условиях.

Из гидротехнического бетона возводят плотины, шлюзы, гидростанции, набережные, сооружения промышленной гидротехники (градирни, отстойники и т.п.). Эти сооружения возводятся на долгий срок и их строительство требует огромного количества бетона.

Требования к гидротехническому бетону:

- Минимальная стоимость
- Прочность
- Долговечность
- Водостойкость
- Водонепроницаемость
- морозостойкость
- тепловыделение при твердении
- Усадка
- Трещиностойкость

Противоречивые на первый взгляд требования высокого качества и низкой стоимости можно выполнить, если выделить наружную зону массивного сооружения, подвергающуюся непосредственному влиянию среды, и внутреннюю зону.

Бетон наружной зоны в зависимости от расположения в сооружении по отношению к уровню воды делят на бетон подводный (находящийся постоянно в воде), переменного уровня воды и надводный, находящийся выше уровня воды.

В самых суровых условиях служит бетон, расположенный в области переменного уровня воды, он многократно замерзает и оттаивает, находясь все время во влажном состоянии. Этот бетон должен обладать высокой плотностью и морозостойкостью. Правильный выбор цемента, применение морозостойких заполнителей, подбор состава плотного бетона и тщательное производство бетонных работ обеспечивают получение долговечного бетона.

Требования к свойствам гидротехнического бетона:

Бетон внутренней зоны защищен наружным бетоном от воздействия среды. Главное требование к этому бетону - минимальная величина тепловыделения при твердении. Требования к физикомеханическим свойствам бетона внутренней зоны не столь высоки: марки по прочности М 100, М 150, по водонепроницаемости В2, В4.

Марку бетона по водонепроницаемости назначают в зависимости от напорного градиента, равного отношению максимального напора (м) к толщине конструкции (м) или к толщине бетона наружной зоны конструкции (при наличии зональной разрезки).

Напорный градиент, м	До 5	5-10	10-12	12 и более
Марка бетона по водонепроницаемости	В4	В6	В8	В12

Стойкость бетона к воздействиям среды определяется его свойствами: морозостойкостью, малым водопоглощением, небольшими деформациями усадки. Марку бетона по морозостойкости назначают в зависимости от климатических условий и числа расчетных циклов попеременного замораживания и оттаивания в течение года.

Гидротехнический бетон имеет морозостойкость от Мрз100 до Мрз500.

Водопоглощение гидротехнического бетона характеризуется капиллярным водонасыщением при погружении в воду. Водопоглощение бетона зоны переменного уровня воды не должно превышать 5%.

Другое требование к гидротехническому бетону - линейная усадка.

Линейная усадка бетона не должна превышать 0,3 мм/м, величина набухания - 0,3 мм/м.

Гидротехнический бетон применяют для возведения монолитных сооружений и изготовления сборных железобетонных конструкций и изделий. Сборные железобетонные конструкции используют для устройства мостовых переходов через плотины и при сооружении машинных зданий гидроэлектростанций.

Долговечность железобетонных свай значительно повышается после пропитки битумом или полимером.

29. Коррозия гидротехнических бетонов. Способы улучшения свойств гидротехнических бетонов.

Защиту строительных конструкций следует осуществлять применением коррозионно-стойких для данной среды материалов и выполнением конструктивных требований (первичная защита), нанесением на поверхности конструкций металлических, оксидных, лакокрасочных, металлизационно-лакокрасочных и мастичных покрытий, смазок, пленочных, облицовочных и других материалов (вторичная защита), а также применением электрохимических способов.

При проектировании бетонных и железобетонных конструкций, предназначенных для эксплуатации в агрессивной среде, их коррозионную стойкость следует обеспечивать применением коррозионно-стойких материалов, добавок, повышающих коррозионную стойкость бетона и его защитную способность для стальной арматуры, снижением проницаемости бетона технологическими приемами, установлением требований к категории трещиностойкости, ширине расчетного раскрытия трещин, толщине защитного слоя бетона.

В случае недостаточной эффективности названных выше мер должна быть предусмотрена защита поверхности конструкции:

лакокрасочными покрытиями;

оклеечной изоляцией из листовых и пленочных материалов;

облицовкой, футеровкой или применением изделий из керамики, шлакоситалла, стекла, каменного литья, природного камня;

штукатурными покрытиями на основе цементных, полимерных вяжущих, жидкого стекла, битума;

уплотняющей пропиткой химически стойкими материалами.

Меры защиты железобетонных конструкций от коррозии следует проектировать с учетом вида и особенностей защищаемых конструкций, технологии их изготовления, возведения и условий эксплуатации.

Для бетонных и железобетонных конструкций следует предусматривать бетон нормируемой проницаемости.

Проницаемость бетона характеризуется прямыми показателями (маркой бетона по водонепроницаемости или коэффициентом фильтрации). Косвенные показатели (водопоглощение бетона и водоцементное отношение) являются ориентировочными и дополнительными к прямым.

30. Расчёт и конструирование элементов, усиленных косвенным армированием.

Если в коротком сжатом элементе установить поперечную арматуру, способную эффективно сдерживать поперечные деформации, то этим можно существенно увеличить его несущую способность. Такое армирование называется косвенным.

В практике для элементов с круглым или многоугольным поперечным сечением получило распространение косвенное армирование элемента в виде спиралей или сварных колец. Для элементов с прямоугольным сечением применяют объемное косвенное армирование в виде часто размещенных поперечных сварных сеток. Косвенное армирование в виде поперечных сеток широко применяют для местного усиления железобетонных сборных колонн вблизи стыков, а также под анкерами и в зоне анкеровки предварительно напрягаемой арматуры.

Опытами выявлено наличие повышенного сопротивления бетона сжатию в пределах ядра, заключенного внутри спирали или сварной сетки. Спирали и кольца подобно объёму сдерживают поперечные деформации бетона, возникающие при продольном сжатии, и тем самым обуславливают повышенное сопротивление бетона продольному сжатию, в том числе и после появления в нем первых продольных трещин. Бетон в пределах ядра сопротивляется внешним воздействиям даже после отслаивания наружного слоя бетона и до тех пор, пока в поперечной арматуре напряжения не достигнут предела текучести.

Продольные деформации элементов, усиленных косвенной арматурой, весьма велики и тем больше, чем сильнее поперечное армирование.

Прочность сжатых элементов при наличии в них продольной и косвенной арматуры любого вида рассчитывают по формулам (4.6), (4.7), (4.8), в которых учитывают лишь часть бетонного сечения, ограниченную крайними стержнями сеток, кольцами или спиральной косвенной арматурой, а вместо сопротивления бетона

R_b применяют приведенное его сопротивление определяемое по эмпирическим зависимостям: $R_{b,red}$,
при армировании сварными сетками

$$R_{b,red} = R_b + \mu_{s,xy} R_s; \quad (4.51) \text{ при армировании спиралью и кольцами}$$

$$R_{b,red} = R_b + 2\mu R_s (1 - 7,5e_0/d_{ef}). \quad (4.52)$$

где R_s — расчетное сопротивление растяжению стержней сеток или спиралей; $\mu_{s,xy}$ — коэффициент косвенного армирования сварными сетками; e_0 — эксцентриситет приложения продольной нагрузки (без учета влияния прогиба); R_s — расчетное сопротивление растяжению спирали или колец; d_{ef} — диаметр бетонного сечения внутри спирали; μ — коэффициент косвенного армирования спиралью или кольцами,

В формулах (4.51) и (4.52):

$$\mu_{s,xy} = (n_x A_{s,x} l_x + n_y A_{s,y} l_y) / A_{ef} s; \quad \mu = 4A_{s,ctr} / d_{ef} s; \quad (4.54)$$

$$\varphi = 1/0,23 \psi, \text{ где } \psi = \frac{\mu_{s,xy} R_s}{R_b + 10}, \quad (R_s, R_b \text{ МПа}). \quad (4.55)$$

где $n_x, A_{s,x}, l_x$ — соответственно число стержней, площадь сечения од-

ного стержня, его длина (считая в осях крайних поперечных стержней) одного направления; $n_y, A_{s,y}, l_y$ — то же, другого направления; A_{ef} — площадь сечения бетона, заключенного внутри контура сеток (считая в осях крайних стержней); s — шаг сеток (размер вдоль элемента); ψ — коэффициент эффективности косвенного армирования; $A_{s,ctr}$ — площадь поперечного сечения стержня спирали или колец; s — шаг колец или навивки спирали.

Для элементов из мелкозернистого бетона следует принимать значение коэффициента μ , согласно формулам (4.53) и (4.54) не более 0,04.

В случае применения высокопрочной продольной арматуры классов А-IV, А-V, А-VI ее расчетное сопротивление сжатию в сжатых элементах с косвенным армированием сварными сетками определяют по формуле

$$R_{s,red} = R_{sc} \{1 + \delta_1 [(R_s/R_{sc})^2 - 1] / [1 + \delta_1 (R_s/R_{sc} - 1)]\} \leq R_s. \quad (4.56)$$

$$\delta_1 = 8,5 E_s \psi \theta / R_s 10^3$$

В этой зависимости при $\theta = 0,8 + \eta (A_g/A_{ef}) (1 - 0,01 R_b)$; $\eta = 10$ для арматуры класса А-IV и $\eta = 25$ для арматуры классов А-V и А-VI. Значение θ принимают в пределах $1 \leq \theta \leq 1,2$ при арматуре класса А-IV и $1 \leq \theta \leq 1,6$ при арматуре классов А-V и А-VI.

Граничное значение ξ_R вычисляют по формуле (2.42), в которой значение ω находят с учетом влияния косвенного армирования по экспериментальной зависимости $\omega = \alpha - 0,008 R_b + \delta_2 \leq 0,9$.

$$\omega = \alpha - 0,008 R_b + \delta_2 \leq 0,9. \quad (4.58)$$

В этой формуле $\delta_2 = 10 \mu \leq 0,15$, где μ вычисляют по формуле (4.53) для сеток или (4.54) для спиралей; α и β — величины, устанавливаемые по рекомендациям подглавы 2.6, формуле (2.42), в которой $\sigma_{sc,u}$ вычисляют для элементов с высокопрочной арматурой по зависимости

$$\sigma_{sc,u} = (2 + 8,5 \psi \theta) E_s 10^{-3}, \quad (4.59)$$

но принимают не более 900 МПа для арматуры класса А-IV и 1200 МПа для арматуры классов А-V и А-VI.

Гибкость элементов, характеризующаяся отношением l_0/i_{ef} , не должна превышать 55 при армировании сетками и 35 при армировании спиральями (здесь i_{ef} — радиус инерции части сечения элемента, вводимой в расчет).

Критическую силу внецентренно сжатого элемента с косвенным армированием определяют с учетом прогиба элемента вследствие его деформирования. Для этого используют формулу (4.18), в которой момент инерции вычисляют по части сечения, ограниченной крайними стержнями сеток или спиралью (кольцами). Выражение (4.18) в целом должно быть умножено на коэффициент

$$\varphi_1 = 0,25 + 0,05l_0/c_{ef}, \text{ но не более } 1, \quad (4.60)$$

где c_{ef} — равно высоте или диаметру бетонной части сечения, учитываемой в расчете. При использовании формулы (4.18) величину δ необходимо вычислять не по формуле (4.23), а по зависимости

$$\delta_{min} = 0,5 - 0,01l_0 \varphi_2/c_{ef} - 0,01R_b, \quad (4.61)$$

$$\text{где } \varphi_2 = 0,1l_0/c_{ef} - 1, \text{ но не более } 1. \quad (4.62)$$

Косвенное армирование целесообразно выполнять по расчету, если несущая способность элемента, определяемая по приведенным здесь формулам (при A_{ef} и $R_{b,red}$), выше его несущей способности, определяемой по полному сечению элемента и значению расчетного сопротивления бетона R_b без учета косвенной арматуры.

Элементы с косвенным армированием дополнительно рассчитывают на трещиностойкость бетона защитного слоя в эксплуатационных условиях конструкций. Расчет выполняют по тем же формулам, по которым рассчитывают прочность, но при эксплуатационных значениях нагрузок ($\gamma_f = 1$), с учетом всей площади сечения бетона в элементе, при расчетных сопротивлениях бетона и арматуры по второй группе предельных состояний, а именно: при $R_{b,ser}, R_{s,ser}, R_{sc,ser} \leq 400$ МПа.

При определении в этом расчете граничного значения относительной высоты сжатой зоны ξ_R по формуле (2.42) принимают $\sigma_{sc,u} = 400$ МПа, а величину $\omega = \alpha - 0,006 R + \delta_2 < 0,9$. При расчете критической силы $N_{cr,red}$ по формуле (4.18) величина δ_{min} согласно формуле (4.23), устанавливается при $R_{b,ser}$ вместо R_b .

Граничные стержни сварных сеток, спирали и кольца должны охватывать все продольные рабочие стержни арматуры.

Колонны с кольцевым и спиральным армированием целесообразно применять в условиях, когда при больших нагрузках необходимо использовать элемент с возможно меньшим поперечным сечением. Эффект косвенного армирования резко снижается в гибких колоннах из-за продольного изгиба, поэтому оно чаще всего практикуется для элементов с отношением $l_0/d \leq 10$.

Опыт применения косвенного армирования показал, что приведенное сечение спирали (см. рис. 4.11, а).

$$A_{red} = \pi d_1 A_{s1}/s \quad (4.63)$$

должно составлять не менее 25 % площади сечения продольной арматуры, иначе спиральное армирование малоэффективно. В практике спирали (кольца) изготовляют из стержневой арматуры классов А-I, А-II, А-III диаметром 6...14 мм или проволоки Вр-I, принимая их шаг применяют не менее 40 мм и не более $1/5$ диаметра сечения элемента, но не более 100 мм. Спирали и кольца, образующие диаметр менее 200 мм, применять не рекомендуется.

Если усилие от одного железобетонного элемента к другому передается через стык не через всю поверхность торца, а только через ее часть — центрирующую прокладку, то прочность элемента под прокладкой проверяют по формуле

$$N \leq R_{b,red}^* A_{loc1}, \quad (4.64)$$

где A_{loc1} — площадь смятия; $R_{b,red}^*$ — приведенная призматическая прочность бетона,

$$R_{b,red}^* = R_b \varphi_{loc,b} + \varphi_{loc,s} R_s \varphi_{loc,s}, \quad (4.65)$$

где $\varphi_{loc,b}$ — коэффициент, учитывающий повышение несущей способности бетона при местном смятии; $\varphi_{loc,s}$ — аналогичный коэффициент, относящийся к косвенному армированию.

$$\varphi_{loc,b} = \sqrt[3]{A_{loc}/A_1}, \text{ но не более } 3,5; \quad \varphi_{loc,s} = 4,5 - 3,5A_{loc}/A_{ef}, \quad (4.67)$$

Интенсивность сетчатого армирования на единицу длины в одном и противоположном направлениях не должна отличаться более чем в 1,5 раза. Для сварных сеток применяют ту же арматуру, что и для спиралей. Размеры ячеек сеток принимают не менее 45 мм и не более $1/4$ меньшей стороны сечения элемента, но не более 100 мм; шаг $s \geq 60$ мм, но $s \leq 1/3$ ширины сечения и $s \leq 150$ мм.

При усилении концевых участков сжатых элементов устанавливают не менее четырех сварных сеток. Зона усиления по длине элемента должна быть не менее 10 d при продольной арматуре из стержней периодического профиля и 20 d при гладких стержнях.

31. Основные положения проектирования зданий и сооружений из железобетонных конструкций.

Унификация и типизация.

Конструкции промышленных и гражданских зданий состоят из отдельных элементов, связанных в единую систему/ Отдельные элементы зданий — плиты и балки перекрытий, колонны, стены и др. — должны обладать прочностью и устойчивостью, достаточной жесткостью, трещиностойкостью и участвовать в общей работе здания. При загрузении одного из элементов здания в работу включаются и другие элементы, происходит работа пространственной системы. Здание в целом должно надежно сопротивляться деформированию в горизонтальном направлении под влиянием различных нагрузок и воздействий, т. е. должно обладать достаточной пространственной жесткостью. Учет пространственной работы зданий приводит к более экономичным конструктивным решениям.

Конструктивные схемы зданий, удовлетворяющие изложенным требованиям, могут быть каркасными и панельными (бескаркасными), многоэтажными и одноэтажными. Каркас многоэтажного здания образуют основные вертикальные и горизонтальные элементы — колонны и ригели. Каркас одноэтажного здания образуют колонны, заделанные в фундамент, и ригели, шарнирно или жестко соединенные с колоннами. В каркасном здании горизонтальные воздействия (ветровые, сейсмические и т. п.) могут восприниматься совместно каркасом и вертикальными связевыми диафрагмами, соединенными перекрытиями в единую пространственную систему, или же при отсутствии вертикальных диафрагм только каркасом как рамной конструкцией. В многоэтажном панельном здании горизонтальные воздействия воспринимаются совместно поперечными и продольными стенами, также соединенными перекрытиями в пространственную систему.

Железобетонные конструкции при всех возможных конструктивных схемах зданий должны быть индустриальными и экономичными. Их проектируют так, чтобы максимально использовать машины и механизмы при изготовлении и монтаже зданий и свести к минимуму затраты ручного труда и расход строительных материалов. В наибольшей степени этим требованиям отвечают сборные железобетонные конструкции заводского изготовления.

Производство сборных железобетонных элементов наиболее эффективно в том случае, когда на заводе изготавливают серии однотипных элементов. Технологический процесс при этом совершенствуется, снижается трудоемкость изготовления и стоимость изделий, улучшается их качество. Отсюда вытекает важнейшее требование, чтобы число типов элементов в здании было ограниченным, а применение их — массовым (для возможно большего числа зданий различного назначения).

С этой целью элементы типизируют, т. е. для каждого конструктивного элемента здания отбирают наиболее рациональный, проверенный на практике, тип конструкции с наилучшими по сравнению с другими решениями технико-экономическими показателями (расход материалов, масса, трудоемкость изготовления и монтажа, стоимость). Выбранный таким образом тип элемента принимают для массового изготовления.

Опыт типизации показывает, что для изгибаемых элементов, например панелей перекрытий, целесообразно при изменении их длины или действующей нагрузки сохранять размеры поперечного сечения, увеличивая лишь сечение арматуры. Для балок покрытий, длина которых и значения нагрузок меняются в большом диапазоне, рекомендуется менять и размеры сечения, и армирование. Для колонн многоэтажных гражданских зданий (а в ряде случаев и промышленных) следует сохранять неизменными размеры поперечных сечений и изменять по этажам здания лишь сечение арматуры и в необходимых случаях класс бетона. При этом несмотря на некоторый излишний расход бетона в колоннах верхних этажей общая стоимость конструкции снижается благодаря многократному использованию форм, унификации арматурных каркасов. Кроме того, при постоянных размерах сечения колонн по этажам соблюдается однотипность балок перекрытий, опирающихся на колонны.

В результате работы по типизации составлены каталоги сборных железобетонных элементов, которыми руководствуются при проектировании различных зданий.

Чтобы одни и те же типовые элементы можно было широко применять в различных зданиях, расстояние между колоннами в плане, (сетку колонн) и высоту этажей унифицируют, т.е. приводят к ограниченному числу размеров. Основой унификации служит единая модульная система, предусматривающая градацию размеров на базе модуля 100 мм или укрупненного модуля, кратного 100 мм.

Для одноэтажных промышленных зданий с мостовыми кранами расстояние между разбивочными осями в продольном направлении (шаг колонн) принято равным 6 или 12 м, а между разбивочными осями в поперечном направлении (пролеты здания)—кратным укрупненному модулю 6 м, т.е. 18, 24, 30 м и т.д. Высота от пола до низа основной несущей конструкции принята кратной модулю 1,2 м, например 10,8; 12 м и т. д. до 18 м.

Для многоэтажных промышленных зданий унифицированной является сетка колонн 9Х6, 12Х6 м под временные нормативные нагрузки на перекрытия 5, 10 и 15 кН/м² и сетка колонн 6Х6 под временные нормативные нагрузки 10, 15, 20 кН/м². Высоту этажей принимают кратной укрупненному модулю 1,2 м, например 3,6; 4,8; 6 м.

В гражданских зданиях укрупненным модулем для сетки осей является размер 0,2 м. Расстояние между осями сетки в продольном и поперечном направлениях назначают от 2,8 до 6,8 м, высоту этажей — от 3 до 4,8 м, т.е. кратную модулю 0,3 м.

На основе унифицированных размеров оказалось возможным все многообразие объемно-планировочных решений зданий свести к ограниченному числу унифицированных конструктивных схем, т.е. схем, где решение каркаса здания и его узлов однотипно. Все это позволило создать типовые проекты зданий для массового применения в строительстве.

Предусмотрено три категории размеров типовых элементов зданий: номинальные, конструктивные и натурные. Номинальные размеры — расстояния между разбивочными осями здания в плане. Например, плита покрытия при шаге колонн 6 м имеет номинальную длину 6 м. Конструктивные размеры отличаются от номинальных на размер швов и зазоров. Например, плита покрытия при номинальной длине 6000 мм имеет конструктивный размер 5970 мм, т.е. зазор составляет 30 мм (рис. 10.4). Размер зазоров зависит от условий и методов монтажа и должен допускать удобную сборку элементов и в необходимых случаях заливку швов раствором. В последнем случае зазор принимают не менее 30 мм. Натурные размеры элемента — фактические размеры, которые в зависимости от точности изготовления могут отличаться от конструктивных размеров на некоторую величину, называемую допуском (3...10 мм). Нормированные допуски учитывают при назначении конструктивных размеров элементов вместе с необходимыми зазорами в швах и стыках.

32. Конструктивные схемы и деформационные швы зданий.

Конструкции промышленных и гражданских зданий состоят из отдельных элементов, связанных в единую систему/ Отдельные элементы зданий — плиты и балки перекрытий, колонны, стены и др. — должны обладать прочностью и устойчивостью, достаточной жесткостью, трещиностойкостью и участвовать в общей работе здания. При загрузке одного из элементов здания в работу включаются и другие элементы, происходит работа пространственной системы. Здание в целом должно надежно сопротивляться деформированию в горизонтальном направлении под влиянием различных нагрузок и воздействий, т.е. должно обладать достаточной пространственной жесткостью. Учет пространственной работы зданий приводит к более экономичным конструктивным решениям.

Конструктивные схемы зданий, удовлетворяющие изложенным требованиям, могут быть каркасными и панельными (бескаркасными), многоэтажными и одноэтажными. Каркас многоэтажного здания образуют основные вертикальные и горизонтальные элементы — колонны и ригели (рис. 10.1). Каркас одноэтажного здания образуют колонны, заделанные в фундамент, и ригели, шарнирно или жестко соединенные с колоннами. В каркасном здании горизонтальные воздействия (ветровые, сейсмические и т. п.) могут восприниматься совместно каркасом и вертикальными связевыми диафрагмами, соединенными перекрытиями в единую пространственную систему, или же при отсутствии вертикальных диафрагм только каркасом как рамной конструкцией. В многоэтажном панельном здании горизонтальные воздействия воспринимаются совместно поперечными и продольными стенами, также соединенными перекрытиями в пространственную систему.

Железобетонные конструкции при всех возможных конструктивных схемах зданий должны быть индустриальными и экономичными. Их проектируют так, чтобы максимально использовать машины и механизмы при изготовлении и монтаже зданий и свести к минимуму затраты ручного труда и расход строительных материалов. В наибольшей степени этим требованиям отвечают сборные железобетонные конструкции заводского изготовления.

С изменением температуры железобетонные конструкции деформируются — укорачиваются или удлиняются; вследствие усадки бетона—укорачиваются. При неравномерной осадке основания части конструкций взаимно смещаются в вертикальном направлении.

В большинстве случаев железобетонные конструкции представляют собой статически неопределимые системы и поэтому от изменения температуры, усадки бетона, а также от неравномерной осадки фундаментов в них возникают дополнительные усилия, что может привести к появлению трещин или к разрушению части конструкции.

Чтобы уменьшить усилия от температуры и усадки, железобетонные конструкции делят по длине и ширине температурно-усадочными швами на отдельные части — деформационные блоки. Если расстояние между такими швами при температуре выше минус 40 °С не превышает пределов, указанных в табл. 10, то конструкции без предварительного напряжения, предварительно напряженные, к трещиностойкости которых предъявляют требования 3-й категории, на температуру и усадку можно не рассчитывать.

Расстояния между температурными швами, указанные в табл. 10.1, допустимы при расположении вертикальных связей каркасных зданий в середине деформационного блока. Если же связи расположены по его краям, то работа здания при температурно-усадочных деформациях приближается по характеру к работе сплошных конструкций.

Для железобетонных конструкций одноэтажных каркасных зданий допускается увеличение расстояния между температурно-усадочными швами на 20 % сверх значений, указанных в табл. 10.1.

Температурно-усадочные швы выполняют в наземной части здания — от кровли до верха фундамента, разделяя при этом перекрытия и стены. Ширина температурно-усадочных швов обычно составляет 20...30 мм, она уточняется расчетом в зависимости от длины температурного блока и температурного перепада. Наиболее четкий температурно-усадочный шов конструкции создают устройством парных колонн и парных балок по ним.

Осадочные швы, служащие одновременно и температурно-усадочными, устраивают между частями зданий разной высоты или в зданиях, возводимых на участке с разнородными грунтами; такими швами делят и фундаменты. В ряде случаев осадочные швы устраивают с помощью вкладного пролета из плит и балок. Осадочный шов служит одновременно и температурно-усадочным швом здания.

33. Проектирование железобетонных конструкций с учётом усилий, возникающих при изготовлении, транспортировке и монтаже.

Элементы сборных конструкций при подъеме, транспортировании и монтаже испытывают нагрузку от собственного веса; при этом расчетные схемы элементов могут существенно отличаться от расчетных схем их в проектном положении. Сечение элементов, запроектированное на восприятие усилий в проектном положении, в ряде случаев может оказаться недостаточным для процессов транспортирования и монтажа. В связи с этим необходимо расчетные схемы элементов назначать так, чтобы усилия, возникающие при транспортировании и монтаже, были возможно меньше. Для этого устанавливают соответствующее расположение монтажных петель, строповочных отверстий, мест опирания и показывают его на рабочих чертежах элементов.

Элементы следует рассчитывать на нагрузку от веса элемента, вводя коэффициент динамичности: при транспортировании— 1,6, при подъеме и монтаже — 1,4. Коэффициент надежности в этом расчете принимают $\gamma_f = 1$. Нормы допускают снижение коэффициента динамичности до 1,25, если это подтверждено опытом применения таких конструкций.

Наиболее характерным примером элемента сборной конструкции, расчетная схема которого при транспортировании и монтаже существенно отличается от расчетной схемы в проектном положении, является колонна. В этом примере колонна испытывает изгиб вместо сжатия, меняются положение сжатой зоны сечения, положение сжатой и растянутой арматуры. Чтобы получить более благоприятную расчетную схему колонны на монтаже, целесообразно переместить

монтажные петли от концов к середине, тогда при подъеме колонна работает как балка с консолями и изгибающие моменты, возникающие на монтаже, уменьшаются.

Выбор рациональной расчетной схемы двухпролетной рамы на монтаже ясен из анализа возможного расположения мест захвата при ее подъеме. Применяя траверсу, можно захватить раму за ее узлы, и тогда знаки изгибающих моментов в ригелях сохраняются такими же, как и в рабочем положении, а потому прочность рамы в процессе монтажа будет обеспечена без дополнительного армирования. Если же захватить раму без траверсы непосредственно в двух точках за ригели, то характер эпюры моментов изменится: в середине пролета ригеля возникнут отрицательные моменты и потребуются дополнительное армирование, не используемое в проектном положении.

Элементы с сечениями значительной высоты и относительно малой ширины (высокие балки, фермы, стеновые панели и т. п.) транспортируют обычно в рабочем положении — «на ребро», поскольку их несущая способность в горизонтальном положении мала и перечисленные меры по изменению расчетной схемы на монтаже не эффективны.

При проектировании сборных железобетонных конструкций необходимо:

устанавливать помимо класса бетона отпускную прочность элементов заводского изготовления, т. е. кубиковую прочность бетона, при которой допускается транспортирование и монтаж элементов;

предусматривать конструктивные меры, чтобы обеспечить устойчивость отдельных элементов и всего здания в процессе монтажа, а также выполнение ряда требований охраны труда.

34. Классификация плоских железобетонных перекрытий и их конструктивные элементы

Железобетонные плоские перекрытия — наиболее распространенные конструкции в промышленных и гражданских зданиях и сооружениях. Их широкому применению в строительстве способствуют высокая индустриальность, экономичность, жесткость, огнестойкость и долговечность.

По конструктивной схеме железобетонные перекрытия могут быть разделены на две основные группы: балочные и безбалочные. Балочными называются перекрытия, в которых балки работают совместно с опирающимися на них плитами перекрытий. В безбалочных перекрытиях плита опирается непосредственно на колонны с уширениями, называемыми капителями.

Те и другие перекрытия могут быть сборными, монолитными и сборно-монолитными. Конструктивные схемы перекрытий сборного и монолитного исполнения различны, поэтому перекрытия классифицируют по конструктивным признакам следующим образом:

балочные сборные;

ребристые монолитные с балочными плитами;

ребристые монолитные с плитами, опертыми по контуру;

балочные сборно-монолитные; безбалочные сборные;

безбалочные монолитные;

безбалочные сборно-монолитные.

Плиты в составе конструктивных элементов перекрытия в зависимости от отношения сторон опорного контура могут быть:

при отношении сторон $l_2/l_1 > 2$ — балочными (рис. 11.1, а), работающими на изгиб в направлении меньшей стороны; при этом изгибающим моментом в направлении большей стороны ввиду его малости пренебрегают;

при отношении сторон $l_1/l_2 \leq 2$ — опертыми по контуру (рис. 11.1, б), работающими на изгиб в двух направлениях, имеющими перекрестную рабочую арматуру.

В строительстве, как правило, применяют сборные перекрытия, отличающиеся высокой индустриальностью.

Тип конструкции перекрытия выбирают в каждом случае по экономическим соображениям в зависимости от назначения здания, действующих нагрузок, местных условий и др.

Балочные сборные перекрытия

В состав конструкции балочного панельного сборного перекрытия входят плиты и поддерживающие их балки, называемые ригелями, или главными балками (рис. 11.2, а). Ригели опираются на колонны и стены; их направление может быть продольным (вдоль здания) или поперечным (рис. 11.2, б). Ригели вместе с колоннами образуют рамы.

Ребристые монолитные перекрытия с балочными плитами

Ребристое перекрытие с балочными плитами состоит из плиты, работающей по короткому направлению, второстепенных и главных балок. Все элементы перекрытия монолитно связаны и выполняются из бетона класса В15. Сущность конструкции монолитного ребристого перекрытия в том, что бетон в целях экономии удален из растянутой зоны сечений, где сохранены лишь ребра, в которых сконцентрирована растянутая арматура. Полка ребер — плита — с пролетом, равным расстоянию между второстепенными балками, работает на местный изгиб.

Второстепенные балки опираются на монолитно связанные с ними главные балки, а те, в свою очередь, — на колонны и наружные стены.

Ребристые монолитные перекрытия с плитами, опертыми по контуру

Перекрытия с плитами, опертыми по контуру, применяют главным образом по архитектурным соображениям, например, для перекрытия вестибюля, зала и т. п. По расходу арматуры и бетона эти перекрытия менее экономичны, чем перекрытия с балочными плитами при той же сетке колонн. Конструктивная схема перекрытий включает плиты, работающие на изгиб в двух направлениях, и поддерживающие их балки. Все элементы перекрытия монолитно связаны.

Перекрытия с плитами, опертыми по трем сторонам

В состав конструктивной схемы входят сборные плиты, опирающиеся по трем сторонам контура — двум коротким и одной длинной — и поддерживающие их поперечные и продольные стены.

Балочные сборно-монолитные перекрытия

Сборно-монолитная конструкция перекрытия состоит из сборных элементов и монолитных частей, бетонируемых непосредственно на площадке. Затвердевший бетон этих монолитных участков связывает конструкцию в единую совместно работающую систему.

Безбалочные сборные перекрытия

Безбалочное сборное перекрытие представляет собой систему сборных панелей, опертых непосредственно на капители колонн. Основное конструктивное назначение капителей в том, чтобы обеспечить жесткое сопряжение перекрытия с колоннами, уменьшить размер расчетных пролетов и создать опору для панелей. Сетка колонн — обычно квадратная размером 6Х6 м.

Безбалочные монолитные перекрытия

Безбалочное монолитное перекрытие представляет собой сплошную плиту, опертую непосредственно на колонны с капителями. Устройство капителей вызывается конструктивными соображениями, с тем чтобы создать достаточную жесткость в месте сопряжения монолитной плиты с колонной, обеспечить прочность плиты на продавливание по периметру капители, уменьшить расчетный пролет безбалочной плиты и более равномерно распределить моменты по ее ширине.

Безбалочные сборно-монолитные перекрытия

В безбалочных сборно-монолитных перекрытиях остовам для монолитного бетона служат сборные элементы — надколонные и пролетные панели (рис. 11.42).

Одно из возможных решений состоит в том, что капители на монтаже временно крепят к колоннам съемными хомутами. Связь между колонной и капителем создается после замоноличивания перекрытия и образования бетонных шпонок на поверхности колонны.

35. Сущность расчёта статически неопределимых конструкций с учётом перераспределения усилий вследствие пластических деформаций. Понятие о пластическом шарнире.

Ригель многопролетного перекрытия представляет собой элемент рамной конструкции. При свободном опирании концов ригеля на наружные стены и равных пролетах его рассчитывают как неразрезную балку. При этом возможен учет образования /пластических шарниров, приводящих к перераспределению и выравниванию изгибающих моментов между отдельными сечениями.

Сущность расчета статически неопределимых железобетонных конструкций с учетом перераспределения усилий заключается в следующем. При некотором значении нагрузки напряжения в растянутой арматуре из мягкой стали достигают предела текучести. С развитием в арматуре пластических деформаций

(текучести) в железобетонной конструкции возникает участок больших местных деформации, называемый пластическим шарниром. В статически определимой конструкции, например в свободно лежащей балке, с появлением пластического шарнира под влиянием взаимного поворота частей балки и развивающегося значительного прогиба высота сжатой зоны сокращается, в результате чего достигается напряжение в сжатой зоне $\sigma_b = R_b$, наступает разрушение.

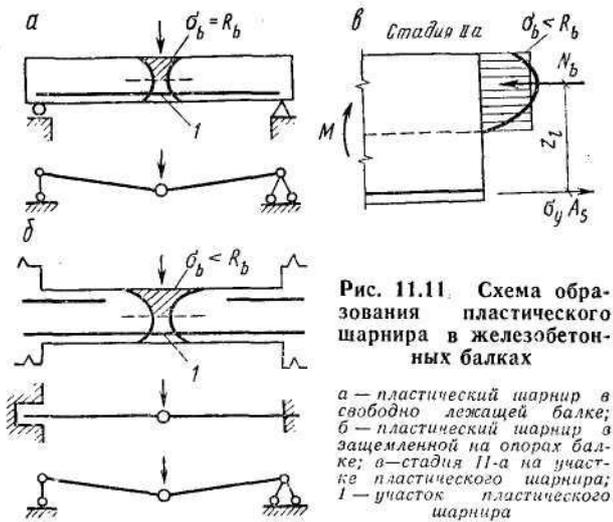


Рис. 11.11. Схема образования пластического шарнира в железобетонных балках

а — пластический шарнир в свободно лежащей балке; б — пластический шарнир в защемленной на опорах балке; а — стадия II-а на участке пластического шарнира; 1 — участок пластического шарнира

Иначе ведет себя статически неопределимая конструкция (рис. 11.11.6). В балке, защемленной на опорах, с появлением пластического шарнира повороту частей балки, развитию прогиба системы и увеличению напряжений в сжатой зоне препятствуют лишние связи (защемления на опорах); возникает стадия II-а, при которой $\sigma_s = \sigma_y$, но $\sigma_b < R_b$. Поэтому при дальнейшем увеличении нагрузки разрушение в пластическом шарнире не произойдет до тех пор, пока не появятся новые пластические шарниры и не выключатся лишние связи. В статически неопределимой системе возникновение пластического шарнира равносильно выключению лишней связи и снижению на одну степень статической неопределимости системы. Для рассмотренной балки с двумя защемленными концами возникновение первого пластического шарнира превращает ее в систему, один раз статически неопределимую; потеря геометрической неизменяемости может наступить лишь с образованием трех пластических шарниров — на обоих опорах и в пролете.

В общем случае потеря геометрической неизменяемости системы с n лишними связями наступает с образованием $n+1$ пластических шарниров. В статически неопределимой конструкции после появления пластического шарнира при дальнейшем увеличении нагрузки происходит перераспределение изгибающих моментов между отдельными сечениями. При этом деформации в пластическом шарнире нарастают, но значение изгибающего момента остается прежним:

Плечо $M = R_s A_s z_b$ внутренней пары сил z_b после образования пластического шарнира при дальнейшем росте нагрузки увеличивается незначительно и практически принимается постоянным.

36. Монолитные ребристые перекрытия с балочными плитами и плитами опёртыми по контуру. Расчёт и конструирование плит.

Ребристое перекрытие с балочными плитами состоит из плиты, работающей по короткому направлению, второстепенных и главных балок. Все элементы перекрытия монолитно связаны и выполняются из бетона класса В15. Сущность конструкции монолитного ребристого перекрытия в том, что бетон в целях экономии удален из растянутой зоны сечений, где сохранены лишь ребра, в которых сконцентрирована растянутая арматура. Полка ребер — плита — с пролетом, равным расстоянию между второстепенными балками, работает на местный изгиб.

Второстепенные балки опираются на монолитно связанные с ними главные балки, а те, в свою очередь, — на колонны и наружные стены.

Расчет плиты.

Расчетный пролет плиты принимают равным расстоянию в свету между второстепенными балками l_0 (до места изменения размера высоты сечения) и при опирании на наружные стены — расстоянию от оси опоры на стене до грани ребра; для расчета плиты в плане перекрытия условно выделяется полоса шириной 1 м.

Изгибающие моменты в неразрезных балочных плитах и второстепенных балках с пролетами разной или отличающейся не более чем на 20 % длиной, определяют с учетом перераспределения моментов и при этом создают равномоментную систему. В многопролетной балке опорные моменты M_{sup} на средних опорах при равномерно распределенной нагрузке g равны между собой. Используя уравнение равновесия для сечения в середине пролета, находят

$$M_l + \frac{1}{2} M_{sup} + \frac{1}{2} M_{sup} = (g + v) l^2 / 8, \quad (11.24)$$

Отсюда

$$M = M_l = M_{sup} = (g + v) l^2 / 16, \quad (11.25)$$

В первом пролете максимальный изгибающий момент будет в сечении, расположенном на расстоянии $a \approx 0,425l$ от свободной опоры; при этом $M_0 = 0,123 (g + v) l^2$.

Используя уравнение равновесия (11.5) и учитывая, что $M_A = 0$, получают

$$M_l = 0,123 (g + v) l^2 - 0,425 M_B. \quad (11.26)$$

Если принять значение изгибающего момента на первой промежуточной опоре

$$M_B = (g + v) l^2 / 14, \quad (11.27)$$

то изгибающий момент в первом пролете

$$M_l = (g + v) l^2 / 11. \quad (11.28)$$

Если же принять равномоментную схему $M = M_l = M_B$, то

$$M = (g + v) l^2 / 11,6. \quad (11.29)$$

Округляя знаменатель (с погрешностью менее 5 % в сторону увеличения изгибающего момента), получают на первой промежуточной опоре и в первом пролете изгибающий момент

$$M = (g + v) l^2 / 11. \quad (11.30)$$

В плитах, окаймленных по всему контуру монолитно связанными с ними балками, изгибающие моменты под влиянием распор в предельном равновесии уменьшаются. Поэтому в расчетах в сечениях средних пролетов и на средних опорах они уменьшаются на 20 % при условии, что $h/l \geq 1/30$.

Конструирование плит.

Многопролетные балочные плиты в соответствии с характером эпюры моментов армируют рулонными сетками с продольным расположением рабочей арматуры. Рулон раскатывают по опалубке поперек каркасов второстепенных балок, сетки перегибают на расстоянии $0,25L$ от оси опоры (в местах нулевых моментов). В первом пролете на основную сетку плиты укладывают дополнительную, которую заводят за опоры на $0,25L$. Если нужна более мощная рабочая арматура диаметром 6 мм и более, плиты армируют в пролете и на опоре раздельно рулонными сетками с поперечным расположением рабочей арматуры.

Перекрытия с плитами, опертыми по контуру.

Конструктивная схема перекрытий включает плиты, работающие на изгиб в двух направлениях, и поддерживающие их балки. Все элементы перекрытия монолитно связаны.

Перекрытия с плитами, опертыми по контуру, применяют главным образом по архитектурным соображениям, например, для перекрытия вестибюля, зала и т. п. По расходу арматуры и бетона эти перекрытия менее экономичны, чем перекрытия с балочными плитами при той же сетке колонн.

Плиты, опертые по контуру, армируют плоскими сварными сетками с рабочей арматурой в обоих направлениях. Поскольку изгибающие моменты в пролете, приближаясь к опоре, уменьшаются, число стержней в приопорных полосах уменьшают. С этой целью в пролете по низу плиты укладывают две сетки разных размеров, обычно с одинаковой площадью сечения арматуры. Меньшую сетку не доводят до опоры на расстояние l_k . В плитах неразрезных, закрепленных на опоре, принимают $l_k = l_1/4$, в плитах, свободно опертых $l_k = l_1/8$, где l_1 — меньшая сторона опорного контура. Пролетную арматуру плит конструируют также и из унифицированных сеток с продольной рабочей арматурой. Сетки укладывают в два слоя во взаимно перпендикулярном направлении. Монтажные стержни не стыкуют.

Надпорную арматуру неразрезных многопролетных плит, опертых по контуру, при плоских сетках в пролете конструируют аналогично надпорной арматуре балочных плит.

Плиты, опертые по контуру, рассчитывают кинематическим способом метода предельного равновесия. Плиту в предельном равновесии рассматривают как систему плоских звеньев, соединенных друг с другом по линиям излома пластическими шарнирами, возникающими в пролете приблизительно по биссектрисам углов и на опорах вдоль балок. Изгибающие моменты плиты M зависят от площади арматуры A_s , пресеченной пластическим шарниром, и определяются на l м ширины плиты: $M = R_s A_s z_b$.

При различных способах армирования плит, опертых по контуру, составляют уравнение работ внешних и внутренних сил на перемещениях в предельном равновесии и определяют изгибающие моменты от равномерно распределенной нагрузки.

Панель плиты в общем случае испытывает действие пролетных M_1, M_2 и опорных моментов $M_I, M'_I, M_{II}, M'_{II}$

В предельном равновесии плита под нагрузкой провисает, и ее плоская поверхность превращается в поверхность пирамиды, гранями которой служат треугольные и трапециевидные звенья. Высотой пирамиды является максимальное перемещение плиты f , угол поворота звеньев

$$\varphi = \lg \varphi = 2f/l_1. \quad (11.36)$$

Внешняя нагрузка в связи с провисанием плиты перемещается и совершает работу, равную произведению интенсивности нагрузки q на объем фигуры перемещения

$$A_q = qV = qf l_1 (3l_2 - l_1)/6, \quad (11.37)$$

где $q = g + v$.

При этом работа изгибающих моментов на соответствующих углах поворота:

$$A_M = \Sigma M\varphi = (2\varphi M_1 + \varphi M_I + \varphi M'_I) l_2 + (2\varphi M_2 + \varphi M_{II} + \varphi M'_{II}) l_1. \quad (11.38)$$

Из условия равенства работ внешних и внутренних сил $A_q = A_M$ приравнивают формулы (11.37) и (11.38), а угол поворота φ заменяют его значением по формуле (11.36). Тогда

$$\frac{qf^2 l_1}{12} (3l_2 - l_1) = l_2 (2M_1 + M_I + M'_I) + l_1 (2M_2 + M_{II} + M'_{II}). \quad (11.39)$$

Если одна из нижних сеток плиты не доходит до опоры на $l/4l_1$, площадь нижней рабочей арматуры, пресеченной линейным шарниром в

краевой полосе, будет вдвое меньше и формула (11.39) принимает вид

$$+ l_1 \left(\frac{3}{2} M_2 - \frac{1}{2} M_I + M_{II} + M'_{II} \right). \quad (11.40)$$

В правые части уравнений (11.39) и (11.40) входят расчетные моменты на единицу ширины плиты: два пролетных момента M_1, M_2 и четыре опорных момента $M_I, M'_{II}, M_{II}, M'_{II}$.

Пользуясь рекомендуемыми соотношениями между расчетными моментами задачу сводят к одному неизвестному.

37. Безбалочные сборные железобетонные перекрытия. Расчёт и конструирование.

Безбалочное сборное перекрытие представляет собой систему сборных панелей, опертых непосредственно на капители колонн. Основное конструктивное назначение капителей в том, чтобы обеспечить жесткое сопряжение перекрытия с колоннами, уменьшить размер расчетных пролетов и создать опору для панелей. Сетка колонн — обычно квадратная размером 6Х6 м.

Преимущество безбалочных панельных перекрытий в сравнении с балочными — в лучшем использовании объема помещений из-за отсутствия выступающих ребер, облегчении устройства различных производственных проводок и коммуникаций. Благодаря сравнительно небольшой конструктивной высоте безбалочного перекрытия уменьшается общая высота многоэтажного здания и сокращается расход стеновых материалов. Безбалочные панельные перекрытия применяют преимущественно для многоэтажных складов, холодильников, мясокомбинатов, а также для других производственных зданий с большими временными нагрузками. При временных нагрузках на перекрытия 10 кН/м^2 и более безбалочные панельные перекрытия экономичнее балочных.

Конструкция сборного безбалочного перекрытия состоит из трех основных элементов: капители, надколонной панели и пролетной панели. Капитель опирается на уширения колонны и воспринимает нагрузку от надколонных панелей, идущих в двух взаимно перпендикулярных направлениях и работающих как балки. В целях создания неразрезности надколонные панели закрепляют поверху сваркой закладных деталей. Пролетная панель опирается по четырем сторонам на надколонные панели, имеющие полки, и работает на изгиб в двух направлениях как плита, опертая по контуру. После сварки закладных деталей панели в сопряжениях замоноличивают.

Безбалочное сборное перекрытие работает подобно ребристому перекрытию с плитами, опертыми по контуру, в котором надколонные панели выполняют роль широких балок. Панели перекрытий выполняют ребристыми или пустотными, а капители — полными или сплошными. Колонны имеют поэтажную разрезку.

Экспериментальные исследования безбалочных перекрытий показали, что надколонные панели в поперечном направлении обладают небольшой деформативностью, и продольная рабочая арматура может в них располагаться по всему поперечному сечению равномерно.

Пролетный момент квадратной панели определяют с учетом ее частичного закрепления в контурных ребрах и с учетом податливости опорного контура. Опорные и пролетные моменты надколонных панелей определяют как для неразрезной балки с учетом перераспределения моментов.

Расчетный пролет надколонных панелей принимают равным расстоянию в свету между краями капители, умноженному на 1,05.

Капители рассчитывают в обоих направлениях на нагрузку от опоры давлений и моментов надколонных плит. Расчетную арматуру укладывают по верху капители, стенки капителей армируют конструктивно. Кроме того, капители рассчитывают на монтажную нагрузку как консоли.

Колонны каркаса рассчитывают на действие продольной сжимающей силы N от нагрузки на вышележащих этажах и на действие изгибающего момента M от односторонней временной нагрузки на перекрытии.

38. Монолитные безбалочные перекрытия. Армирование его сварными сетками.

Безбалочное монолитное перекрытие представляет собой сплошную плиту, опертую непосредственно на колонны с капителями. Устройство капителей вызывается конструктивными соображениями, с тем чтобы создать достаточную жесткость в месте сопряжения монолитной плиты с колонной, обеспечить прочность плиты на продавливание по периметру капители, уменьшить расчетный пролет безбалочной плиты и более равномерно распределить моменты по ее ширине.

Безбалочные перекрытия проектируют с квадратной или прямоугольной равнопролетной сеткой колонн. Отношение большого пролета к меньшему при прямоугольной сетке ограничивается отношением $l_2/l_1 \leq 1,5$. Рациональная квадратная сетка колонн — 6Х6 м. По контуру здания безбалочная плита может опираться на несущие стены, контурные обвязки или консольно выступать за капители крайних колонн.

Для опирания безбалочной плиты на колонны в производственных зданиях применяют капители трех типов: тип I — при легких нагрузках, типы II и III — при тяжелых нагрузках. В капителях всех трех типов размер между пересечениями напряжений скосов с нижней поверхностью плиты принят исходя из распределения опорного давления в бетоне под углом 45° . Этот размер принимают $c = 0,2 \dots 0,3l$. Размеры и очертание капителей должны быть подобраны так, чтобы исключить продавливание безбалочной плиты по периметру капители. Для этого на любом расстоянии x и соответственно у от оси колонны должно быть соблюдено условие прочности:

$$Q \leq R_{bt} b h_0,$$

где

$$Q = q [l_1 l_2 - 4(x + h_0)(y + h_0)]; \quad (11.49)$$

$$b = 4(x + y + h_0); \quad (11.60)$$

при квадратных капителях $x = y$.

Толщину монолитной безбалочной плиты находят из условия достаточной ее жесткости $h = 1/32 \dots 1/35 l_2$, где l_2 — размер большого пролета при прямоугольной сетке колонн; для безбалочной плиты из бетона на пористых заполнителях $h = 1/27 \dots 1/30 l_2$.

Монолитную безбалочную плиту армируют рулонными или плоскими сварными сетками. Пролетные моменты воспринимаются сетками, уложенными внизу, а опорные моменты — сетками, уложенными сверху. Применяемые для армирования безбалочной плиты узкие сетки с продольной рабочей арматурой на участках, где растягивающие усилия возникают в двух направлениях, укладывают в два слоя по двум взаимно перпендикулярным направлениям. Вблизи колонн верхние сетки раздвигают либо устраивают в них отверстия с установкой дополнительных стержней, компенсирующих прерванную арматуру.

Капители колонн армируют по конструктивным соображениям, главным образом для восприятия усадочных и температурных усилий.

39. Расчёт монолитного безбалочного перекрытия по методу предельного равновесия

Безбалочное монолитное перекрытие представляет собой сплошную плиту, опертую непосредственно на колонны с капителями. Устройство капителей вызывается конструктивными соображениями, с тем чтобы создать достаточную жесткость в месте сопряжения монолитной плиты с колонной, обеспечить прочность плиты на продавливание по периметру капители, уменьшить расчетный пролет безбалочной плиты и более равномерно распределить моменты по ее ширине.

Безбалочные перекрытия проектируют с квадратной или прямоугольной равнопролетной сеткой колонн. Отношение большого пролета к меньшему при прямоугольной сетке ограничивается отношением $l_2/l_1 \leq 1,5$. Рациональная квадратная сетка колонн — 6Х6 м. По контуру здания безбалочная плита может опираться на несущие стены, контурные обвязки или консольно выступать за капители крайних колонн.

Для опирания безбалочной плиты на колонны в производственных зданиях применяют капители трех типов: тип I — при легких нагрузках, типы II и III — при тяжелых нагрузках. В капителях всех трех типов размер между пересечениями напряжений скосов с нижней поверхностью плиты принят исходя из распределения опорного давления в бетоне под углом 45° . Этот размер принимают $c = 0,2 \dots 0,3l$. Размеры и очертание капителей должны быть подобраны так, чтобы исключить продавливание безбалочной плиты по периметру капители. Для этого на любом расстоянии x и соответственно у от оси колонны должно быть соблюдено условие прочности:

$$Q \leq R_{bt} b h_0,$$

где

$$Q = q [l_1 l_2 - 4(x + h_0)(y + h_0)]; \quad (11.49)$$

$$b = 4(x + y + h_0); \quad (11.60)$$

при квадратных капителях $x = y$.

Толщину монолитной безбалочной плиты находят из условия достаточной ее жесткости $h = 1/32 \dots 1/35 l_2$, где l_2 — размер большого пролета при прямоугольной сетке колонн; для безбалочной плиты из бетона на пористых заполнителях $h = 1/27 \dots 1/30 l_2$.

Безбалочное перекрытие рассчитывают по методу предельного равновесия. Экспериментально установлено, что для безбалочной плиты опасными (расчетными) нагрузками являются: полосовая нагрузка через пролет и сплошная по всей площади. При этих нагрузках возможны две схемы расположения линейных пластических шарниров плиты.

При полосовой нагрузке в предельном равновесии образуются три линейных пластических шарнира, соединяющих звенья в местах излома (рис. 11.39, а). В пролете пластический шарнир образуется по оси нагруженных панелей и трещины раскрываются внизу. У опор пластические шарниры отстоят от осей колонн на расстоянии c_1 зависящем от формы и размеров капителей, трещины раскрываются сверху. В крайних панелях при свободном опирании на стену по наружному краю образуются всего два линейных шарнира — один в пролете и один у опоры вблизи первого промежуточного ряда колонн.

При сплошном нагружении безбалочного перекрытия в средних панелях возникают взаимно перпендикулярные и параллельные рядам колонн линейные пластические шарниры с раскрытием трещин внизу; при этом каждая панель делится пластическими шарнирами на четыре звена, вращающихся вокруг опорных линейных пластических шарниров, оси которых расположены в зоне капителей обычно под углом 45° к рядам колонн (рис. 11.39, б, в). В средних панелях над опорными пластическими шарнирами трещины раскрываются только сверху, а по линиям колонн — прорезают всю толщину плиты. В крайних панелях схема образования линейных пластических шарниров изменяется в зависимости от конструкции опор (свободное опирание на стену, наличие полукапителей на колоннах и окаймляющих балок и т. п.).

При нагружении полосовой нагрузкой для случая излома отдельной полосы с образованием двух звеньев, соединенных тремя линейными шарнирами, среднюю панель рассчитывают из условия, что суммы опорного и пролетного моментов, воспринимаемых сечением плиты в пластических шарнирах

$$M_{sup} = R_s A_{s, sup} z_{sup} \quad \text{и} \quad M_l = R_s A_{s, l} z_l \quad \text{равны} \quad \text{балочному} \quad \text{моменту} \quad \text{плиты} \quad \text{шириной} \quad l_2$$

и пролетом l_1 , т. е.

$$\frac{q l_2 (l_1 - 2c_1)^2}{8} \leq R_s (A_{s, sup} z_{sup} + A_{s, l} z_l). \quad (11.51)$$

Так же в другом направлении плиты:

$$\frac{q l_1 (l_2 - 2c_2)^2}{8} \leq R_s (A_{s, sup} z_{sup} + A_{s, l} z_l), \quad (11.52)$$

где q — суммарная нагрузка на 1 м^2 плиты; c_1, c_2 — расстояния от опорных пластических шарниров до оси ближайших к ним рядов колонн в направлениях l_1 и l_2 ; A_s — площадь сечения арматуры в опорном пластическом шарнире в пределах одной панели; $A_{s,i}$ — площадь сечения арматуры в пролетном пластическом шарнире в пределах одной панели; z_{sup} и z_i — плечо внутренней пары в опорном и пролетном пластических шарнирах.

Вводят обозначения $\theta_{sup} = A_{s, sup} / A_{s1}$ и $\theta_i = A_{s,i} / A_{s1}$ для

коэффициентов, характеризующих соотношение между площадью арматуры в опорных и пролетных сечениях, где $A_{s1} = A_{s, sup} + A_{s,i}$ суммарная площадь сечения арматуры.

Подставляя θ_{sup} и θ_i в условие (11.51), получают

$$\frac{q l_1 (l_1 - 2c_1)^2}{8} < R_s A_{s1} z_i \left(\theta_{sup} \frac{z_{sup}}{z_i} + \theta_i \right). \quad (11.53)$$

При сплошном нагружении квадратной панели, одинаково армированной в обоих направлениях $A_s = A_{s1} = A_{s2}$, условие прочности

$$\frac{q l^2}{8} \left[1 - 2 \frac{c}{l} + \frac{4}{3} \left(\frac{c}{l} \right)^3 \right] < R_s A_s z_i \left(\theta_{sup} \frac{z_{sup}}{z_i} + \theta_i \right), \quad (11.54)$$

где c — катет прямоугольного треугольника, отламывающегося от четверти панели.

При расчете средних панелей рекомендуется принимать $\theta_{sup} = 0,5 \dots 0,67$; $\theta_i = 0,5 \dots 0,33$; c_1/l_1 и c_2/l_2 — в пределах 0,08...0,12. При расчете крайних панелей в зависимости от способа опирания безбалочной плиты по контуру рассматривают несколько возможных схем излома.

Монолитную безбалочную плиту армируют рулонными или плоскими сварными сетками. Пролетные моменты воспринимаются сетками, уложенными внизу, а опорные моменты — сетками, уложенными сверху. Применяемые для армирования безбалочной плиты узкие сетки с продольной рабочей арматурой на участках, где растягивающие усилия возникают в двух направлениях, укладывают в два слоя по двум взаимно перпендикулярным направлениям. Вблизи колонн верхние сетки раздвигают либо устраивают в них отверстия с установкой дополнительных стержней, компенсирующих прерванную арматуру.

Капители колонн армируют по конструктивным соображениям, главным образом для восприятия усадочных и температурных усилий.

40. Конструкции сборно-монолитных безбалочных перекрытий.

В безбалочных сборно-монолитных перекрытиях остовом для монолитного бетона служат сборные элементы — надколонные и пролетные панели.

Одно из возможных решений состоит в том, что капители на монтаже временно крепят к колоннам съемными хомутами. Связь между колонной и капителем создается после замоноличивания перекрытия и образования бетонных шпонок на поверхности колонны.

На капителе колонн в двух взаимно перпендикулярных направлениях укладывают надколонные плиты толщиной 50...60 мм; в центре — пролетную плиту такой же толщины, опертую по контуру. Сборные плиты — предварительно напряженные, армированные высокопрочной арматурой.

Сборный остов перекрытия замоноличен слоями бетона толщиной 40...50 мм по пролетной плите и 90...100 мм по надколонным плитам. В целях создания неразрезности в местах действия опорных моментов уложена верхняя арматура в виде сварных сеток. В этом перекрытии объем монолитного бетона составляет около 50 % общего бетона перекрытия.

Общий расход бетона и арматуры для сборно-монолитных или монолитных безбалочных перекрытий превышает соответствующий расход для сборных безбалочных перекрытий, выполненных из ребристых или пустотных панелей, при одинаковых нагрузках.

41. Классификация фундаментов. Расчёт и конструирование отдельных центрально и внецентренно нагруженных фундаментов.

В инженерных сооружениях, промышленных и гражданских зданиях широко применяют железобетонные фундаменты. Они бывают трех типов: отдельные — под каждой колонной; ленточные — под рядами колонн в одном или двух направлениях, а также под несущими стенами; сплошные — под всем сооружением. Фундаменты возводят чаще всего на естественных основаниях (они преимущественно и рассмотрены здесь), но в ряде случаев выполняют и на сваях. В последнем случае фундамент представляет собой группу свай, объединенную поверху распределительной железобетонной плитой — ростверком.

Отдельные фундаменты устраивают при относительно небольших нагрузках и достаточно редком размещении колонн. Ленточные фундаменты под рядами колонн делают тогда, когда подошвы отдельных фундаментов близко подходят друг к другу, что обычно бывает при слабых грунтах и больших нагрузках. Целесообразно применять ленточные фундаменты при неоднородных грунтах и внешних нагрузках, различных по значению, так как они выравнивают неравномерные осадки основания. Если несущая способность ленточных фундаментов недостаточна или деформации основания под ними больше допустимых, то устраивают сплошные фундаменты. Они в еще большей мере выравнивают осадки основания. Эти фундаменты применяют при слабых и неоднородных грунтах, а также при значительных и неравномерно распределенных нагрузках.

Стоимость фундаментов составляет 4...6 % общей стоимости здания. Тщательной проработкой конструкции фундаментов можно достичь ощутимого экономического эффекта. Для крупных сооружений конструкции фундаментов выбирают из сопоставления стоимости, расхода материалов и трудовых затрат при различных вариантах конструктивных решений.

По способу изготовления фундаменты бывают сборные и монолитные.

Центрально-нагруженные фундаменты. Необходимая площадь подошвы центрально-нагруженного фундамента (рис. 12.7) при предварительном расчете

$$A = ab = N_n / (R - \gamma_m d), \quad (12.2)$$

где N_n — нормативная сила, передаваемая фундаменту; d — глубина заложения фундамента; $\gamma_m = 20 \text{ кН/м}^3$ — усредненная нагрузка от веса 1 м^3 фундамента и грунта на его уступах.

Если нет особых требований, то центрально-нагруженные фундаменты делают квадратными в плане или близкими к этой форме.

Минимальную высоту фундамента с квадратной подошвой определяют условным расчетом его прочности на продавливание в предположении, что оно может происходить по поверхности пирамиды, боковые стороны которой начинаются у колонн и наклонены под углом 45° . Это условие выражается формулой (для тяжелых бетонов)

$$P < R_{bt} h_0 u_m, \quad (12.3)$$

где R_{bt} — расчетное сопротивление бетона при растяжении; $u_m = 2(h_n + b_n + 2h_0)$ — среднее арифметическое между периметрами верхнего и нижнего оснований пирамиды продавливания в пределах полезной высоты фундамента h_0 .

Продавливающую силу принимают согласно расчету по первой группе предельных состояний на уровне верха фундамента за вычетом давления грунта по площади основания пирамиды продавливания:

$$P = N - A_1 p, \quad (12.4)$$

где $p = N/A_1$; $A_1 = (h_c + 2h_0)(b_c + 2h_0)$; N — расчетная сила.

В формуле (12.4) нагрузка от веса фундамента и грунта на нем не учитывается, так как он в работе фундамента на продавливание не участвует. Полезная высота фундамента может быть вычислена по приближенной формуле, выведенной на основании выражений (12.3) (12.4):

$$h_0 = -0,25(h_c + b_c) + 0,5 \sqrt{N / (R_{bt} + p)}. \quad (12.5)$$

Фундаменты с прямоугольной подошвой рассчитывают на продавливание также по условию (12.3), принимая

$$P = A_2 p; \quad u_m = 0,5(b_1 + b_2),$$

где A_2 — площадь части подошвы; b_1 и b_2 — соответственно верхняя и нижняя стороны одной грани пирамиды продавливания.

Полную высоту фундамента и размеры верхних ступеней назначают с учетом конструктивных требований, указанных выше.

Внешние части фундамента под действием реактивного давления грунта снизу работают подобно изгибаемым консолям, заделанным в массиве фундамента. Их рассчитывают в сечениях: I—I — по грани колонны, II—II — по грани верхней ступени, III—III — по границе пирамиды продавливания.

Полезную высоту нижней ступени принимают такой, чтобы она отвечала условию прочности по поперечной силе без поперечного армирования в наклонном сечении, начинающемся в сечении III—III (на основании формул гл. 3). Для единицы ширины этого сечения

$$P_l = Q, \quad (12.6)$$

где на основании рис. 12.7 $l = 0,5(a - h_0 - 2h_0)$.

Кроме того, полезная высота нижней ступени должна быть проверена по прочности на продавливание по условию (12.3).

Армирование фундамента по подошве определяют расчетом на изгиб по нормальным сечениям I—I и II—II. Значение расчетных изгибающих моментов в этих сечениях

$$M_I = 0,125p(a - h_0)^2 b; \quad M_{II} = 0,125p(a - a_1)^2 b. \quad (12.7)$$

Сечение рабочей арматуры на всю ширину фундамента можно вычислить, принимая

$$A_{sI} = M_I / 0,9h_0 R_s; \quad A_{sII} = M_{II} / 0,9h_{0I} R_s. \quad (12.8)$$

Содержание арматуры в расчетном сечении должно обеспечивать минимально допустимый процент армирования в изгибаемых элементах.

При прямоугольной подошве сечение арматуры фундамента определяют расчетом в обоих направлениях.

Если в результате окончательного расчета основания фундамента согласно указаниям норм проектирования оснований предварительно принятые размеры подошвы необходимо изменить, конструкция фундамента должна быть откорректирована.

Внецентренно нагруженные фундаменты. Их целесообразно выполнять с прямоугольной подошвой, вытянутой в плоскости действия момента.

Предварительно крайние давления под подошвой фундамента (рис. 12.8, а) в случае одноосного внецентренного нагружения определяют в предположении линейного распределения давления по грунту в направлении действия момента по формулам:

$$p_{I,a} = N_{int} (1 \pm 6e/a) / ab, \quad (12.9)$$

$$\text{при } e = M_{int} / N_{int} \leq a/6;$$

$$p_I = 2N_{int} / bl = 2N_{int} / 3b (0,5a - e) \quad (12.10)$$

$$\text{при } e = M_{int} / N_{int} > a/6 \dots$$

В этих формулах

$$N_{int} = N_n + \gamma_m dab; \quad M_{int} = M_n + Q_n, \quad (12.11)$$

где N_n, M_n, Q_n — соответственно нормальная сила, изгибающий

момент и поперечная сила, действующие в колонне на уровне верха фундамента; N_{int}, M_{int} — соответственно сила и момент на уровне подошвы фундамента.

Согласно нормам, крайние давления на грунт не должны превышать $1,2R$, а среднее давление

$$p_m = N_{int} / (a + b) \leq R.$$

Допустимая степень неравномерности крайних давлений зависит от характера конструкций, опирающихся на фундамент. В одноэтажных зданиях,

оборудованных кранами грузоподъемностью более 75 т, и в открытых эстакадах по опыту проектирования принимают $p_2 \geq 0,25p_1$ (рис. 12.8,б); в зданиях с кранами грузоподъемностью менее 75 т допустима эпюра давления по рис. 12.8, в; в бескрановых зданиях при расчете на дополнительные сочетания

нагрузок возможна эпюра по рис. 12.8, г с выключением из работы не более $1/4$ подошвы фундамента ($l \geq 3/4a$)

При подборе размеров подошвы фундаментов с учетом перечисленных условий можно использовать формулы, приведенные в табл. 12.1.

Конструкцию внецентренно нагруженного фундамента рассчитывают теми же приемами, что и центрально-загруженного. При этом расчете давление на грунт определяют от расчетных усилий без учета массы фундамента и засыпки на нем. Изгибающие моменты, действующие в консольных частях фундамента, можно вычислять, заменяя трапециевидные эпюры давления равновеликими прямоугольниками.

42. Ленточные фундаменты, конструирование и расчёт /под стены и колонны/.

Под несущими стенами ленточные фундаменты выполняют преимущественно сборными. Они состоят из блоков-подушек и фундаментных блоков. Блоки-подушки могут быть постоянной и переменной толщины, сплошными, ребристыми, пустотными. Укладывают их вплотную или с зазорами. Рассчитывают только подушку, выступы которой работают как консоли, нагруженные реактивным давлением грунта p (без учета массы веса и грунта на ней). Сечение арматуры подушки подбирают до момента

$$M = 0,5pl^2,$$

где l — вылет консоли.

Толщину сплошной подушки h устанавливают по расчету на поперечную силу $Q = pl$, назначая ее такой, чтобы не требовалось постановки поперечной арматуры.

Ленточные фундаменты под рядами колонн возводят в виде отдельных лент продольного или поперечного (относительно рядов колонн) направления и в виде перекрестных лент (рис. 12.10). Ленточные фундаменты могут быть сборными и монолитными. Они имеют тавровое поперечное сечение с полкой понизу. При грунтах высокой связности иногда применяют тавровый профиль с полкой поверху. При этом уменьшается объем земляных работ и опалубки, но усложняется механизированная выемка грунта.

Выступы полки тавра работают как консоли, защемленные в ребре. Полку назначают такой толщины, чтобы при расчете на поперечную силу в ней не требовалось армирования поперечными стержнями или отгибами. При малых вылетах полку принимают постоянной высоты, при больших — переменной с утолщением к ребру.

Отдельная фундаментная лента работает в продольном направлении на изгиб как балка, находящаяся под воздействием сосредоточенных нагрузок от колонн сверху и распределенного реактивного давления грунта снизу. Ребра армируют подобно многопролетным балкам. Продольную рабочую арматуру назначают расчетом по нормальным сечениям на действие изгибающих моментов; поперечные стержни (хомуты) и отгибы — расчетом по наклонным сечениям на действие поперечных сил. Для повышения жесткости фундаментов их поперечное сечение подбирают при низких процентах армирования, однако не ниже минимально допустимого по нормам для изгибаемых элементов. При конструировании необходимо предусматривать возможность неравномерного нагружения фундамента в процессе возведения сооружения и не равномерных осадок основания. С этой целью в ребрах устанавливают непрерывную

продольную верхнюю и нижнюю арматуру $\mu = 0,2 \dots 0,4 \%$ с каждой стороны.

Ленты армируют сварными или вязаными каркасами. Плоских сварных каркасов в поперечном сечении ребра должно быть не менее двух при ширине ребра $b \leq 400$ мм, не менее трех при $b = 400 \dots$

800 мм и не менее четырех при $b > 800$ мм. Верхние про-

дольные стержни сварных каркасов рекомендуется укреплять на всем протяжении в горизонтальном направлении сварными сетками (корытообразными или плоскими с крючками на концах поперечных стержней), а также в продольном направлении с помощью поперечных стержней в каркасах не реже, чем через $20d$ (где d — диаметр продольных стержней).

При армировании ребер вязаными каркасами число вертикальных ветвей хомутов в поперечном сечении должно быть не менее четырех при $b = 400 \dots 800$ мм и не менее шести при $b > 800$ мм. Хомуты — замкнутые, диаметром не менее 8 мм, с шагом не более $15d$.

Расстояние между стержнями продольной рабочей арматуры можно назначать по общим правилам; в тяжелых фундаментах для увеличения крупности заполнителя в бетоне эти расстояния следует принимать не менее 100 мм. В расчетное сечение арматуры ленты включают продольные стержни каркасов и сеток. Часть нижних продольных рабочих стержней (до 30%) может быть распределено по всей ширине полки.

При армировании полок сварными и вязаными сетками целесообразно широкие сварные сетки укладывать таким образом, чтобы продольные стержни использовать как арматуру лент, а поперечные — как арматуру полки. Узкие сетки при армировании укладывают в два ряда (рис. 12.11, а), размещая в нижнем ряду сетки с рабочей арматурой полки. Все сетки укладывают без нахлестки, за исключением верхних, которые в продольном направлении соединяют внахлестку без сварки по правилам соединения сварных сеток в рабочем направлении. При больших вылетах полок (более 750 мм) половина рабочей арматуры может

быть не доведена до наружного края на расстояние $l_3 = 0,5x l_1 - 20$ (рис. 12.11, б). Если

в полке возможно появление моментов обратного знака, то предусматривают верхнюю арматуру (см. рис. 12.10, в, пунктир)

Расчет ленточных фундаментов

Общие сведения. Расчет ленточного железобетонного фундамента охватывает: определение давления грунта по подошве фундамента с учетом его совместного деформирования с основанием; вычисление внутренних сил и моментов, действующих в фундаменте; установление размеров поперечного сечения ленты и ее необходимого армирования.

Расчет деформаций основания и анализ его результатов по требованиям о допустимой абсолютной осадке, средней осадки, относительной неравномерности осадок, крена и других показателей, а также установление значения расчетного давления на основание R выполняют по указаниям норм проектирования оснований зданий и сооружений.

Ленточными фундаментами и его основание работают под нагрузкой совместно, образуя единую систему. Результатом их взаимодействия является давление грунта, развивающееся по подошве. При расчете различают фундамента: жесткие, перемещения которых вследствие деформирования конструкции малы по сравнению с перемещениями основания; деформируемые, перемещения которых соизмеримы с перемещениями основания.

К жестким фундаментам могут быть отнесены ленты большого поперечного сечения и сравнительно малой длины, нагруженные колоннами при небольших расстояниях между ними. Ленты большой длины, нагруженные колоннами, расположенными на значительных расстояниях, относятся к деформируемым фундаментам.

Простыми математическими зависимостями не представляется возможность выразить физические свойства всего многообразия грунтов и их напластования. В нормах проектирования оснований зданий и сооружений указывается, что расчетную схему основания (линейно или нелинейно деформируемое полупространство; обжимаемый слой конечной толщины; среда, характеризующая коэффициентом постели, и т.д.) надлежит принимать, учитывая механические характеристики грунтов, их напластование и особенности сооружения (размеры и конфигурация в плане, общая жесткость надфундаментной конструкции и т.п.). При этом рекомендуется выбирать схему либо линейно деформируемого полупространства с условным ограничением глубины сжимаемой толщи, либо линейно деформируемого слоя конечной толщины, если он (на глубине менее условно ограниченной сжимаемой толщи полупространства) представлен малосжимаемым грунтом с модулем деформации

$$E \geq 100 \text{ МПа}_{\text{или}}$$

если размеры подошвы фундамента велики (шириной, диаметром более 10 м), а грунт обладает $E \geq 10 \text{ МПа}$ независимо от глубины залегания малосжимаемого грунта.

В практике при решении ряда задач применяют метод расчета фундаментов на линейно деформируемом основании с коэффициентом постели. Он приемлем при слабых грунтах или при очень малой толщине сжимаемого слоя, подстилаемого недеформируемым массивом.

43. Сплошные фундаменты, конструирование и расчёт.

Сплошные фундаменты бывают: плитными безбалочными, плитно-балочными и коробчатыми. Наибольшей жесткостью обладают коробчатые фундаменты. Сплошными фундаментами делают при особенно больших и неравномерно распределенных нагрузках. Конфигурацию и размеры сплошного фундамента в плане устанавливают так, чтобы равнодействующая основных нагрузок от сооружения проходила в центре подошвы.

В некоторых случаях инженерной практики при расчете сплошных фундаментов достаточным оказывается приближенное распределение реактивного давления грунта по закону плоскости. Если на сплошном фундаменте нагрузки распределены редко, неравномерно, правильнее рассчитывать его как плиту, лежащую на деформируемом основании. Под действием реактивного давления грунта сплошной фундамент работает подобно перевернутому железобетонному перекрытию, в котором колонны выполняют роль опор, а элементы конструкции фундамента испытывают изгиб под действием давления грунта снизу.

Для сплошных фундаментов практическое значение имеет расчет плит на обжимаемом слое ограниченной глубины и в некоторых оговоренных случаях — на основании с учетом коэффициентов постели. Решение подобных задач выходит за пределы данного курса.

В зданиях и сооружениях большой протяженности сплошные фундаменты (кроме торцовых участков небольшой длины) приближенно могут рассматриваться как самостоятельные полосы (ленты) определенной ширины, лежащие на деформируемом основании. Сплошные плитные фундаменты многоэтажных зданий нагружены значительными сосредоточенными силами и моментами в местах опирания диафрагм жесткости. Это должно учитываться при их проектировании.

Безбалочные фундаментные плиты армируют сварными сетками. Сетки принимают с рабочей арматурой в одном направлении; их укладывают друг на друга не более чем в четыре слоя, соединяя без нахлестки в нерабочем направлении и внахлестку без сварки — в рабочем направлении. Верхние сетки укладывают на каркасы подставки.

Плитно-балочные сплошные фундаменты армируют сварными сетками и каркасами. В толще плиты уложены двойные продольные и поперечные сетки. Наиболее напряженная зона дополнительно усилена двойным слоем продольных сеток. На местный изгиб плита армирована верхней арматурой, сгруппированной в сетки из трех рабочих стержней; между ними оставлены промежутки для доступа к нижней арматуре. В ребрах плоские каркасы объединены в пространственные приваркой поперечных стержней и связаны шпильками с арматурой плиты.

Плита единичной ширины, выделенная из сплошного фундамента вместе с основанием, по классификации теории упругости рассматривается как плоская задача при плоской деформации.

В отличие от расчетной схемы балок, лежащих на линейно деформируемом полупространстве в данном случае в расчетной схеме принимают во внимание деформирование ограниченной толщины основания размером обычно не более полудлины рассчитываемой полосы.

Основная система, последовательность решения и формулы, приведенные для балок на упругом полупространстве, в принципе сохраняются.

44. Проектирование свайных фундаментов.

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.

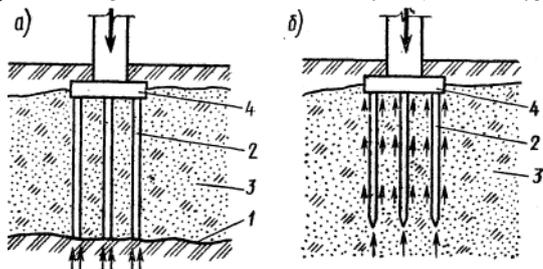
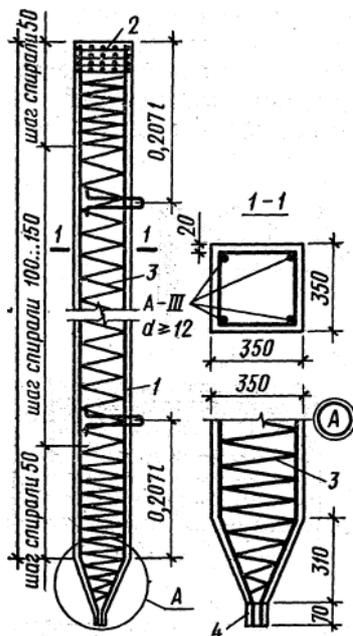


Рис. 10.6. Схема свайного фундамента: а — на сваях-стойках, б — на висячих сваях; 1 — твердый грунт; 2 — сваи; 3 — рыхлый грунт; 4 — ростверк

По 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 $3 \dots > 16$ м без предварительного напряжения продольной арматуры и $3 \dots 20$ м с предварительным напряжением. Сваи без



1 — продольная арматура; 5 — арматурные сетки; 3 — поперечная арматура; 4 — сварной шов

предварительного напряжения изготавливают из бетона класса В15, арматуры классов А-II, А-III, диаметром не менее 12 мм. В верхней части сваи, непосредственно воспринимающей удар молота, устанавливают 3...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. 10.7). Сваи с предварительно напряженной продольной арматурой изготавливают из бетона В20...В25; по Рис. 10.7. Железобетонная свая: 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...3 м. Стыки звеньев могут быть болтовыми, сварными или на вкладышах.

Сваи и свайные фундаменты рассчитывают по предельным состояниям. По предельным состояниям первой группы определяют несущую способность свай по грунту, прочность материала свай и ростверков; 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.

45. Конструкции многоэтажных промышленных зданий. Конструктивные решения зданий и обеспечение пространственной жёсткости.

Многоэтажные промышленные здания служат для размещения различных производств — цехов легкого машиностроения, приборостроения, химической, электротехнической, радиотехнической, легкой промышленности и др., а также базисных складов, холодильников, гаражей и т. п. Их проектируют, как правило, каркасными с навесными панелями стен.

Высоту промышленных зданий обычно принимают по условиям технологического процесса в пределах 3...7 этажей (при общей высоте до 40 м), а для некоторых видов производств с нетяжелым оборудованием, устанавливаемым на перекрытиях, — до 12...14 этажей. Ширина промышленных зданий может быть равной 18...36 м и более. Высоту этажей и сетку колонн и сетку связывающих их междуэтажные перекрытия. Пространственная жесткость здания обеспечивается в поперечном направлении работой многоэтажных рам с жесткими узлами — рамной системой, а в продольном — работой вертикальных стальных связей или же вертикальных железобетонных диафрагм, располагаемых по рядам колонн и в плоскости наружных стен, — связевой системой. Если в продольном направлении связи или диафрагмы по технологическим условиям не могут быть поставлены, их заменяют продольными ригелями. В этом случае пространственная жесткость и в продольном направлении обеспечивается рамной системой. При относительно небольшой временной нагрузке на перекрытия пространственная жесткость в обоих направлениях обеспечивается связевой системой; при этом во всех этажах устанавливают поперечные вертикальные диафрагмы. Шарнирного соединения ригелей с колоннами в этом решении достигают установкой ригелей на консоли колонн без монтажной сварки в узлах.

Для промышленного строительства наиболее удобны многоэтажные каркасные здания без специальных вертикальных диафрагм, поскольку последние ограничивают свободное размещение технологического оборудования и производственных коммуникаций. Основные несущие конструкции многоэтажного каркасного здания — железобетонные рамы и связывающие их междуэтажные перекрытия. Пространственная жесткость здания обеспечивается в поперечном направлении работой многоэтажных рам с жесткими узлами — рамной системой, а в продольном — работой вертикальных стальных связей или же вертикальных железобетонных диафрагм, располагаемых по рядам колонн и в плоскости наружных стен, — связевой системой. Если в продольном направлении связи или диафрагмы по технологическим условиям не могут быть поставлены, их заменяют продольными ригелями. В этом случае пространственная жесткость и в продольном направлении обеспечивается рамной системой. При относительно небольшой временной нагрузке на перекрытия пространственная жесткость в обоих направлениях обеспечивается связевой системой; при этом во всех этажах устанавливают поперечные вертикальные диафрагмы. Шарнирного соединения ригелей с колоннами в этом решении достигают установкой ригелей на консоли колонн без монтажной сварки в узлах.

В зданиях с балочными перекрытиями верхний этаж при наличии мостовых кранов (здания химической промышленности) компонуют из колонн, ригелей и подкрановых балок, конструктивно аналогичных применяемым для одноэтажных промышленных зданий. Ригели устанавливают на консоли колонн с применением ванной сварки выпусков арматуры и обетонированием стыка на монтаже. Для междуэтажных перекрытий применяют ребристые плиты шириной 1500 или 3000 мм. Плиты, укладываемые по линии колонн, служат связями-распорками, обеспечивающими устойчивость каркаса на монтаже.

В таких зданиях возможны два типа опирания плит перекрытий: на полки ригелей таврового сечения (для производства со станочным оборудованием, нагрузки от которого близки к равномерно распределенным); по верху ригелей прямоугольного сечения (главным образом, для зданий химической промышленности с оборудованием, проходящим через этажи и передающим большую сосредоточенную нагрузку на одну опору). В обоих типах опирания плит типовые ригели при пролетах 6 и 9 м имеют одинаковое сечение 800 мм и ширину ребра 300 мм.

Типовые конструкции многоэтажных промышленных зданий с балочными перекрытиями разработаны под различные временные нагрузки — 5...25 кН/м².

В зданиях с безбалочными перекрытиями ригелем многоэтажной рамы в поперечном и продольном направлениях служит безбалочная плита, жестко связанная с колоннами с помощью капителей. Пространственная жесткость здания в обоих направлениях обеспечивается рамной системой. Унификация размеров плит и капителей средних и крайних пролетов безбалочного перекрытия достигается смещением наружных самонесущих стен с оси крайнего ряда колонн на расстояние, равное половине ширины надкапительной плиты.

Многоэтажные промышленные здания с часто расположенными опорами при сетке колонн 6X6 или 9X6 м не всегда удовлетворяют требованиям гибкой планировки цехов, модернизации оборудования и усовершенствования производства без дорогостоящих переустройств. Поэтому применять их следует в случае больших временных нагрузок на перекрытия — более 10 кН/м².

Особенность конструктивного решения универсальных промышленных зданий с этажами в межферменном пространстве состоит в том, что они имеют крупную сетку колонн — 18X6, 18X², 24X6 м. Большие пролеты здания перекрывают безраскосными фермами. При этом в пределах конструктивной высоты этих ферм устраивают дополнительные этажи, в которых размещают инженерное оборудование и коммуникации, бытовые, складские и другие вспомогательные помещения. Высота межферменных этажей может быть 2,4; 3 и 3,6 м.

Пример решения конструкций универсального промышленного здания приведен на рис. 15.5, а. Здание имеет 6 этажей — три основных и три межферменных. Безраскосные фермы, жестко связанные с колоннами, являются составной частью многоэтажного каркаса и работают как ригели рам. Крайние стойки ферм вверху и внизу снабжены выступами для соединения с колоннами ниже- и вышележащих этажей. Плиты перекрытий в основных этажах — ребристые; их укладывают на верхний пояс ферм. Плиты перекрытий вспомогательных этажей — пустотные или ребристые; они опираются на полки нижнего пояса ферм.

46. Статический расчёт многоэтажных рам на вертикальные нагрузки с учётом перераспределения усилий.

Многоэтажные многопролетные рамы каркасных зданий имеют преимущественно однообразную (регулярную) расчетную схему с равными пролетами или со средним укороченным пролетом на оси симметрии, а также с одинаковой нагрузкой по ярусам. Узлы стоек таких рам, расположенные на одной вертикали, имеют примерно равные углы поворота и, следовательно, равные узловые моменты с нулевой точкой моментов в середине высоты этажа. Это дает основание расчленить многоэтажную раму на ряд одноэтажных рам со стойками (колоннами) высотой, равной половине высоты этажа, с шарнирами по концам стоек кроме первого этажа.

На вертикальную нагрузку необходимо рассчитывать три одноэтажные рамы: верхнего, среднего и первого этажа. Если число пролетов рамы больше трех, раму практически заменяют трехпролетной рамой и полагают изгибающие моменты в средних пролетах многопролетной рамы такими же, как и в среднем пролете трехпролетной рамы.

При расчете по методу перемещений число неизвестных углов поворота равно числу узлов в одном ярусе рамы. Горизонтальным смещением при вертикальных нагрузках обычно пренебрегают. При расчете по методу сил в качестве неизвестных принимают опорные моменты ригелей одного яруса рамы и сводят задачу к решению трехчленных уравнений балки на упруговращающихся опорах. Если ригель рамы на крайних опорах шарнирно опирается на несущие наружные стены, расчет предусмотрен табл. I прил. II. В таблицах опорные моменты ригелей рамы, имеющей колонны с одинаковыми

$$M = (\alpha g + \beta v) B_i$$

сечениями где α, β — табличные коэффициенты, зависящие от схемы загрузки постоянной и временной нагрузками и от отношения суммы погонных жесткостей стоек, примыкающих к узлу, к погонной жесткости ригеля; g, v — постоянная и временная нагрузка на 1 м ригеля; l — пролет ригеля между осями колонн, Изгибающие моменты в стойках для каждой схемы загрузки рамы определяют по разности опорных моментов ригелей в узле, распределяя ее пропорционально погонным жесткостям стоек.

Изгибающие моменты в пролетных сечениях ригелей, а также поперечные силы определяют обычными способами как в однопролетной балке с опорными моментами по концам, нагруженной внешней нагрузкой.

При расчете рам целесообразно учитывать образование пластических шарниров и выравнивать изгибающие моменты для достижения экономического и производственного эффекта: облегчения сборных стыков, увеличения повторяемости элементов опалубки и арматуры, упрощения армирования монтажных узлов, облегчения условий бетонирования их и т. п. Для этого раму (как и ригель балочного перекрытия) рассчитывают на действие постоянной нагрузки и временной нагрузки при различных загрузках как упругую систему. Затем для каждого из загруженных строят свою добавочную эпюру моментов, которую суммируют с эпюрой упругой системы.

Значение выравненного момента не оговаривается, но для его определения следует выполнить расчеты по предельным состояниям второй группы. Практически необходимо, чтобы выравненный момент в расчетном сечении составлял не менее 70 % момента в упругой схеме.

В рамных конструкциях целесообразно намечать места образования пластических шарниров на опорах ригелей и уменьшать опорные моменты. При допущении, что рама рассчитана как упругая система, для определенного нагружения получена эпюра моментов. Если теперь для этого же нагружения строить добавочную эпюру моментов, то добавочный опорный момент ДМ будет заданной величиной. Вследствие этого рассматриваемую раму и систему канонических уравнений расчленяют на две более простые системы с меньшим числом неизвестных.

При упрощенном способе выравнивания моментов ригели многоэтажных и многопролетных рам загружают временной нагрузкой через пролет и постоянной нагрузкой во всех пролетах; при этом получают эпюру моментов с максимальными моментами в нагруженных пролетах и на стойках, которую принимают в качестве выравненной эпюры моментов. Опорные моменты ригелей в такой эпюре при отношениях интенсивности временной и постоянной

нагрузок $v/g \leq 5$ обычно составляют не менее 70 % максимального момента в упругой схеме. В расчете по выравненным моментам необходимо, чтобы в сечениях стоек рам момент продольной силы относительно центра тяжести сжатой зоны составлял не менее 70 % соответствующего момента в упругой схеме, а в сечениях стоек рам, работающих по случаю 2, кроме того, воспринималась полная продольная сила и, по крайней мере, половина изгибающего момента в упругой схеме.

47. Статический расчёт многоэтажных рам на ветровую нагрузку. Сочетание нагрузок при определении усилий в многоэтажных рамах.

Расчет на горизонтальные (ветровые) нагрузки выполняют приближенным методом. Распределенную горизонтальную нагрузку заменяют сосредоточенными силами, приложенными к узлам рамы. Нулевую точку эпюры моментов стоек всех этажей рамы, кроме первого, считают расположенной в середине высоты этажа, а в первом этаже (при защемлении стоек в фундаменте) — на расстоянии $2/3$ высоты, считая от места защемления.

Ярусные поперечные силы рамы

$$Q_1 = F_1 + F_2 + \dots + F_n;$$

$$Q_2 = F_2 + F_3 + \dots + F_n \text{ и т. д.};$$

они распределяются между отдельными стойками пропорционально жесткостям

$$Q = Q_n \left(\frac{B}{\sum_1^m B_i} \right); \quad (15.2)$$

где B — жесткость сечения стойки; m — число стоек в ярусе,

Крайние стойки рамы, имеющие меньшую степень защемления в узле, чем средние стойки (поскольку к крайнему узлу ригель примыкает только с одной стороны), воспринимают относительно меньшую долю ярусной поперечной силы, что учитывают в расчете условным уменьшением жесткости крайних стоек,

для 1 этажа ,	для всех остальных этажей при i/i_{inf} :
0,25	0,54
0,5	0,56
1	0,62
2	0,7
3	0,75
4	0,79

умножая на коэффициент

Здесь $i = B/l$ — погонная жесткость ригеля крайнего

пролета; i_{inf} — погонная жесткость крайней стойки, примыкающей к узлу снизу.

По найденным поперечным силам определяют изгибающие моменты на стойках всех этажей, кроме первого

$$M = Ql/2. \quad (15.3)$$

Для первого этажа изгибающий момент стойки в верхнем и нижнем сечениях

$$M = Ql/3; \quad M = 2Ql/3. \quad (15.4)$$

При определении опорных моментов ригелей суммарный момент в узле рамы от выше и ниже расположенных стоек распределяется между ригелями пропорционально их погонным жесткостям. В крайнем узле момент ригеля равен сумме моментов стоек.

$\beta < 1$, равный:

48. Конструктивные схемы членения многоэтажных рам на сборные элементы.

Многоэтажные сборные рамы. Их членят на отдельные элементы, изготавливаемые на заводах и полигонах с соблюдением требований технологичности изготовления и монтажа конструкций. Ригели рамы членят преимущественно на отдельные прямолинейные элементы, стыкуемые по грани колонны скрытым или консольным стыком. Колонны также членят на прямолинейные элементы, стыкуемые через два этажа выше уровня перекрытия. Чтобы сохранить монолитность узлов и уменьшить число типов сборных элементов, многоэтажные рамы в некоторых случаях членят на отдельные однопролетные одноэтажные рамы.

Стыки многоэтажных сборных рам, как правило, выполняют с замоноличиванием — жесткими. При шарнирных стыках уменьшается общая жесткость здания и снижается сопротивление деформированию при горизонтальных нагрузках. Этот недостаток становится особенно существенным с увеличением числа этажей каркасного здания. Шарнирные стыки ригелей на консолях колонн неэкономичны, особенно в сравнении с жесткими бесконсольными стыками ригелей.

Типовые ригели пролетом 6 м армируют ненапрягаемой арматурой, пролетом 9 м — напрягаемой арматурой в пролете. Колонны высотой в два этажа армируют продольной арматурой и поперечными стержнями как внецентренно сжатые элементы.

Жесткие стыки колонн многоэтажных рам воспринимают продольную силу N , изгибающий момент M и поперечную силу Q . Арматурные выпуски стержней диаметром до 40 мм стыкуют ванной сваркой. При четырех арматурных выпусках для удобства сварки устраивают специальные угловые подрезки бетона длиной 150 мм; при арматурных выпусках по периметру сечения подрезку бетона делают по всему периметру. Концы колонн, а также места подрезки бетона усиливают поперечными сетками и заканчивают стальной центрирующей прокладкой (для удобства рихтовки на монтаже). После установки и выверки стыкуемых элементов колонны и сварки арматурных выпусков устанавливают дополнительные монтажные хомуты диаметром 10... 12 мм. Полости стыка (подрезка бетона) и узкий шов между торцами элементов замоноличивают в инвертарной форме под давлением. Исследования показали достаточную прочность и надежность стыка. Описанный стык также экономичнее по расходу стали и трудоемкости в сравнении с другими стыками, устраиваемыми на сварке стальных закладных деталей.

Уменьшение изгибающего момента в стыках колонн многоэтажного каркасного здания в большинстве случаев достигается выбором места расположения стыка ближе к середине высоты этажа, где изгибающие моменты от действия нагрузок приближаются к нулю и где улучшаются условия для монтажа колонн.

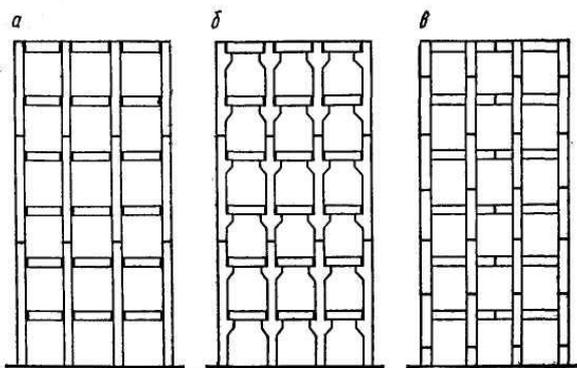


Рис. 15.6. Конструктивные схемы членения многоэтажных рам на сборные элементы

49. Конструирование узлов и стыков многоэтажных рам.

Стыки многоэтажных сборных рам, как правило, выполняют с замоноличиванием — жесткими. При шарнирных стыках уменьшается общая жесткость здания и снижается сопротивление деформированию при горизонтальных нагрузках. Этот недостаток становится особенно существенным с увеличением числа этажей каркасного здания. Шарнирные стыки ригелей на консолях колонн неэкономичны, особенно в сравнении с жесткими бесконсольными стыками ригелей.

Типовые ригели пролетом 6 м армируют ненапрягаемой арматурой, пролетом 9 м — напрягаемой арматурой в пролете. Колонны высотой в два этажа армируют продольной арматурой и поперечными стержнями как внецентренно сжатые элементы.

Жесткие стыки колонн многоэтажных рам воспринимают продольную силу N , изгибающий момент M и поперечную силу Q . Арматурные выпуски стержней диаметром до 40 мм стыкуют ванной сваркой. При четырех арматурных выпусках для удобства сварки устраивают специальные угловые подрезки бетона длиной 150 мм; при арматурных выпусках по периметру сечения подрезку бетона делают по всему периметру. Концы колонн, а также места подрезки бетона усиливают поперечными сетками и заканчивают стальной центрирующей прокладкой (для удобства рихтовки на монтаже). После установки и выверки стыкуемых элементов колонны и сварки арматурных выпусков устанавливают дополнительные монтажные хомуты диаметром 10... 12 мм. Полости стыка (подрезка бетона) и узкий шов между торцами элементов замоноличивают в инвертарной форме под давлением. Исследования показали достаточную прочность и надежность стыка. Описанный стык также экономичнее по расходу стали и трудоемкости в сравнении с другими стыками, устраиваемыми на сварке стальных закладных деталей.

Уменьшение изгибающего момента в стыках колонн многоэтажного каркасного здания в большинстве случаев достигается выбором места расположения стыка ближе к середине высоты этажа, где изгибающие моменты от действия нагрузок приближаются к нулю и где улучшаются условия для монтажа колонн.

Конструирование рамных узлов

Входящие углы элементов рамы в растянутой зоне "должны иметь поперечную арматуру, назначаемую по расчету в соответствии с указаниями на стр. 91.

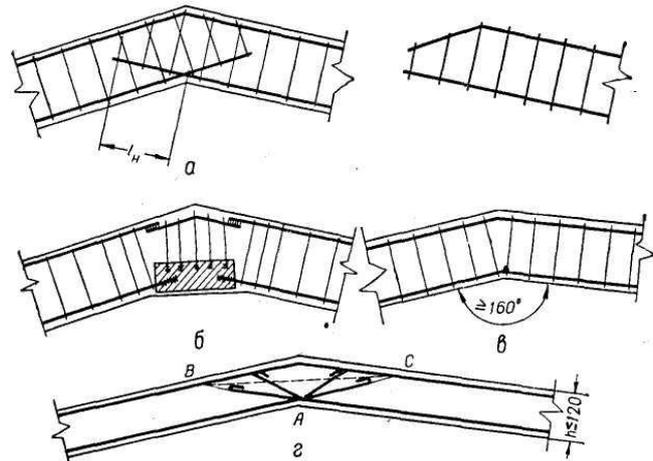


Рис. 1. 126. Армирование сварными каркасами и сетками входящих узлов железобетонных конструкций:

а — перепуском каркасов; б — приваркой каркасов к специальным фасонкам.
 в — каркасами, изогнутыми по форме угла; г — перепуском стержней при $h \leq 120$ мм.

В плитных конструкциях толщиной до 120 мм при диаметре продольной арматуры не более 12 мм специальная поперечная арматура может не ставиться при условии заанкеривания продольной арматуры в сжатой зоне плиты. Рекомендуется часть продольных стержней отгибать с тем, чтобы они пересекали основание равнобедренного треугольника ABC (рис. 1.126,г).

При величине входящего угла $\alpha < 160^\circ$ растянутая зона его должна

армироваться системой пересекающихся стержней, перепускаемых в каждую сторону (от вершины угла).

При армировании сварными каркасами возможен перепуск каркасов друг за друга (рис. 1.126,а) либо доведение их до вершины угла и приварка к специальным фасонкам (рис. 1.126,б). В первом случае каркасы должны быть заведены в бетон за вершину входящего угла на величину l_n , принимаемую по табл. 1.59. Во втором случае к фасонкам должны быть предварительно приварены поперечные стержни, связанные точечной сваркой в каркас стержнями, изогнутыми по форме угла, стыкуемыми затем со сжатыми стержнями каркасов, подходящих с обеих сторон к узлу, сварным стыком внахлестку.

При величине входящего угла $\alpha \geq 160^\circ$ армирование его может производиться криволинейными каркасами, выполняемыми по форме элемента, либо непрерывными стержнями, изогнутыми по форме входящего угла.

В местах примыкания ригелей рам к стойкам, продолжающимся выше этих ригелей (рис. 1.127), растянутые стержни ригелей заводятся за внутреннюю грань колонны не менее чем на величину $u_{\text{апап}}/n$, принимаемую по табл. 1.60. Если требуемая длина заделки арматуры ригеля превосходит высоту сечения стойки, стержни заделываемой арматуры отгибаются книзу по дуге круга радиусом не менее $3d$. Если сечение колонны в местах примыкания ригелей всегда сжато, указанные выше запуски арматуры ригелей могут быть уменьшены на 10 диаметров.

В местах примыкания ригелей рам к стойкам верхних этажей растянутые стержни ригелей должны быть заведены в стойку следующим образом:

1. Если изгибающий момент в верхнем сечении стойки невелик

$\left(\frac{e_0}{h} \leq 0,25, \text{ где } e_0 \right)$ — эксцентриситет нормальной силы относительно гео-

метрической оси сечения, h — высота сечения стойки), армирование может выполняться, как указано на рис. 1.128. Длина l_n при выполнении перепуска внахлестку без сварки принимается по табл. 1.60.

2. При средних величинах изгибающего момента $\left(0,25 < \frac{e_0}{h} \leq 0,5\right)$,

помимо перепуска, указанного выше, не менее двух стержней должны быть заведены за нижнюю грань ригеля на 30 диаметров (рис. 1.129).

3. При больших изгибающих моментах в верхнем сечении стойки

$\left(\frac{e_0}{h} > 0,5\right)$ часть стержней стойки может быть доведена до верха ригеля,

а часть должна быть заведена в ригель. Стержни верхней опорной арматуры ригеля должны быть заведены в стойку за нижнюю грань ригеля не менее чем на 30 диаметров, причем в одном сечении обрывать более двух стержней не рекомендуется (рис. 1.130). Перегиб стержней в углах следует осуществлять по дуге круга радиусом $15d$.

При конструировании ригелей и стоек рамных конструкций следует также руководствоваться указаниями, приведенными выше для балок и стоек.

50. Конструктивные решения монолитных каркасных и бескаркасных многоэтажных зданий их конструирование и расчёт.

Общие сведения. Многоэтажные гражданские каркасные и панельные (бескаркасные) здания для массового строительства проектируют высотой 12...16 этажей, а в ряде случаев — 20 этажей и более. Сетка колонн, шаг несущих стен и высоту этажей выбирают в соответствии с требованиями типизации элементов конструкций и унификации габаритных параметров. Конструктивные схемы зданий, возводимых из сборных элементов, характерны постоянством геометрических размеров по высоте, регулярностью типовых элементов конструкций, четким решением плана.

Каркасные конструкции. Их применяют для различных административных и общественных зданий с большими помещениями, редко расположенными перегородками, а в некоторых случаях и для жилых домов высотой более 25 этажей. Основными несущими конструкциями многоэтажного каркасного здания в гражданском строительстве являются железобетонные рамы, вертикальные связевые диафрагмы и связывающие их междуэтажные перекрытия.

При действии горизонтальных нагрузок совместная работа разнотипных вертикальных конструкций в многоэтажном здании достигается благодаря высокой жесткости при изгибе в своей плоскости междуэтажных перекрытий, работающих как горизонтальные диафрагмы. Сборные перекрытия в результате закладных деталей и замоноличивания швов между отдельными плитами также обладают высокой жесткостью при изгибе в своей плоскости.

Важнейшим условием достижения высоких эксплуатационных качеств многоэтажного здания является обеспечение его надежного сопротивления горизонтальным нагрузкам и воздействиям. Необходимую пространственную жесткость такого здания достигают различными вариантами компоновки конструктивной схемы, в основном отличающимися способами восприятия горизонтальных нагрузок.

Например, при поперечных многоэтажных рамах и поперечных вертикальных связевых диафрагмах горизонтальные нагрузки воспринимаются вертикальными конструкциями совместно и каркасное здание в поперечном направлении работает по рамно-связевой системе, при этом в продольном направлении при наличии только вертикальных связевых диафрагм здание работает по связевой системе.

При поперечном расположении вертикальных связевых диафрагм и продольном расположении многоэтажных рам здание в поперечном направлении работает по о связевой системе, а в продольном направлении — по рамной системе. Конструктивная схема каркаса при шарнирном соединении ригелей с колоннами будет связевой в обоих направлениях.

В строительстве многоэтажных каркасных зданий применяют различные конструктивные схемы: связевые в обоих направлениях или же рамно-связевые в одном направлении и связевые в другом. Для возведения в сейсмических районах страны зданий в монолитном железобетоне применяют системы рамно-связевые и рамные.

Панельные конструкции. Их применяют для жилых домов, гостиниц, пансионатов и других аналогичных зданий с часто расположенными перегородками и стенами. В панельных зданиях основными несущими конструкциями служат вертикальные диафрагмы, образованные панелями внутренних несущих стен, расположенными в поперечном или продольном направлении, и связывающие их междуэтажные перекрытия. Панели наружных стен навешивают на торцы панелей несущих стен. Многоэтажное панельное здание как в поперечном, так и в продольном направлении воспринимает горизонтальную нагрузку по связевой системе. Возможны другие конструктивные схемы многоэтажных зданий. К ним относятся, например, каркасное здание с центральным ядром жесткости, в котором в качестве вертикальных связевых диафрагм используют внутренние стены заблокированных лифтовых и вентиляционных шахт, лестничных клеток; здание с двумя ядрами жесткости открытого профиля — в виде двутавров; здание с двумя ядрами жесткости и сложной конфигурацией в плане, позволяющей индивидуализировать архитектурное решение. В описанных конструктивных схемах зданий горизонтальные воздействия воспринимаются по рамно-связевой или связевой системе.

В зданиях с центральным ядром жесткости в целях обеспечения удобной свободной планировки сетку колонн укрупняют, в ряде решений внутренние колонны исключают и элементы перекрытий опирают на наружные колонны и внутреннее ядро жесткости. Ригели перекрытий пролетом 12...15 м проектируют предварительно напряженными, шарнирно связанными с колоннами, панели перекрытий — пустотными или коробчатыми. Горизонтальное воздействие на здание воспринимается по связевой системе.

В зданиях с двумя ядрами жесткости и сложной конфигурацией в плане перекрытия выполняют монолитными в виде безбалочной бескапитальной плиты. Возводят такие здания методом подъема (перекрытий или этажей). При этом методе полигоном для изготовления перекрытий поднимаемых элементов служит перекрытие над подвалом. Перекрытия бетонуют одно над другим в виде пакета с разделяющими прослойками. В местах, где проходят колонны, в них оставляют отверстия, окаймленные стальными воротниками, заделанными в бетоне. В проектное положение перекрытия поднимают с помощью стальных тросов и гидравлических домкратов, установленных на колоннах верхнего яруса. После подъема перекрытия в проектное положение стальные воротники крепят к стальным деталям колонн на сварке. При этой конструктивной схеме восприятие горизонтального воздействия на здание осуществляется по связевой системе, а при обеспечении конструктивной связи на опорах плит перекрытий с колоннами — по рамно-связевой системе, в которой ригелями служат безбалочные плиты. Весьма перспективной является конструктивная схема многоэтажного каркасного здания, в которой горизонтальные нагрузки воспринимаются внешней железобетонной коробкой рамной конструкции (рис. 15.20), внутренние ядра жесткости и вертикальные связевые диафрагмы

исключены. Перенос вертикальных несущих конструкций на внешний контур здания и восприятие горизонтальной нагрузки внешней пространственной рамой существенно повышает боковую жесткость высокого здания, обеспечивает снижение материалоемкости и трудоемкости конструкции.

51. Конструкции одноэтажных промышленных зданий.

Для металлургической, машиностроительной, легкой и других отраслей промышленности возводят одноэтажные каркасные здания. Конструктивной и технологической особенностью таких зданий является оборудование их транспортными средствами — мостовыми и подвесными кранами. Мостовые краны перемещаются по специальным путям, опертым на колонны; подвесные краны перемещаются по путям, подвешенным к элементам покрытия. Покрытие одноэтажного производственного здания может быть балочным из линейных элементов или пространственным в виде оболочек.

К элементам конструкции одноэтажного каркасного здания с балочным покрытием относятся: колонны (стойки), заделанные в фундаментах; ригели покрытия (балки, фермы, арки), опирающиеся на колонны, плиты покрытия, уложенные по ригелям; подкрановые балки; световые или аэрационные фонари. Основная конструкция каркаса — поперечная рама, образованная колоннами и ригелями.

Пространственная жесткость и устойчивость одноэтажного каркасного здания достигаются защемлением колонн в фундаментах. В поперечном направлении пространственная жесткость здания обеспечивается поперечными рамами, в продольном — продольными рамами, образованными теми же колоннами, элементами покрытия, подкрановыми балками и вертикальными связями.

Одноэтажные производственные здания могут быть также с плоским покрытием без фонарей. Примером может служить конструктивная схема здания, в которой длинные панели покрытия на пролет уложены по продольным балкам и служат ригелями поперечной рамы (рис. 13.2).

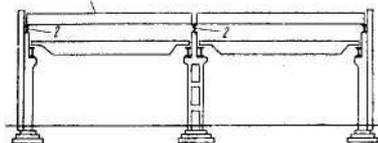


Рис. 13.2. Одноэтажные промышленные здания с плоским покрытием

1 — длинномерные плиты покрытия; 2 — продольные балки

52. Нагрузки действующие на поперечную раму одноэтажного промздания. Определение усилий в сечениях колонн поперечных рам от действующих нагрузок и составление сочетаний расчётных усилий.

Поперечная рама одноэтажного каркасного здания испытывает действие постоянных нагрузок от веса покрытия и различных временных нагрузок от снега, вертикального и горизонтального давления мостовых кранов, положительного и отрицательного давления ветра и др. (рис. 13.19, а).

В расчетной схеме рамы соединение ригеля с колонной считают шарнирным, а соединение колонны с фундаментами — жестким. Длину колонн принимают равной расстоянию от верха фундамента до низа ригеля. Цель расчета поперечной рамы — определить усилия в колоннах от расчетных нагрузок и подобрать их сечения, а также определить боковой прогиб верха рамы от нормальной ветровой нагрузки. Предъявленный прогиб, установленный нормами, составляет:

$$f_u = H/200 \text{ при } H=15 \text{ м; } f_u = H/300 \text{ при } H=30 \text{ м,}$$

где H — длина колонны от верха фундамента до низа стропильной конструкции — ригеля рамы.

Постоянная нагрузка от веса покрытия передается на колонну как вертикальное опорное давление ригеля F . Эту нагрузку подсчитывают по соответствующей грузовой площади. Вертикальная нагрузка приложена по оси опоры ригеля и передается на колонну при привязке наружной грани колонны к разбивочной оси на 250 мм с эксцентриситетом:

$$\text{в верхней надкрановой части } e = 0,25/2 \approx 0,125 \text{ м (при}$$

нулевой привязке $e=0$);

$$\text{в нижней подкрановой части } e = (h_1 - h_2)/2 - 0,125 \text{ [при нулевой привязке } e = (h_1 - h_2)/2];$$

нагрузка F приложена с моментом, равным $M = Fe$.

Временную нагрузку от снега устанавливают в соответствии с географическим районом строительства и профилем покрытия. Она передается на колонну так же, как вертикальное опорное давление ригеля F , и подсчитывается по той же грузовой площади, что и нагрузка от веса покрытия.

Временную нагрузку от мостовых кранов определяют от двух мостовых кранов, работающих в сближенном положении. Коэффициент надежности для определения расчетных значений вертикальной и горизонтальной нагрузок от мостовых кранов $\gamma_f = 1,1$.

Вертикальную нагрузку на колонну вычисляют по линиям влияния опорной реакции подкрановой балки, наибольшая ордината которой на опоре равна единице. Одну сосредоточенную силу от колеса моста прикладывают на опоре, остальные силы располагают в зависимости от стандартного расстояния между колесами крана (рис. 13.19, б). Максимальное давление на колонну

$$D_{\max} = F_{\max} \Sigma y; \quad (13.8)$$

при этом давление на колонну на противоположной стороне

$$D_{\min} = F_{\min} \Sigma y. \quad (13.9)$$

Вертикальное давление от кранов передается через подкрановые балки на подкрановую часть колонны с эксцентриситетом, равным для крайней колонны $e = 0,25 + \lambda - 0,5h_2$ (при нулевой привязке $e = \lambda - 0,5h_2$), для

средней колонны $e = \lambda$ (рис. 13.19, в).

Соответствующие моменты от крановой нагрузки

$$M_{\max} = D_{\max} e; \quad M_{\min} = D_{\min} e.$$

Горизонтальная нагрузка на колонну от торможения двух мостовых кранов, находящихся в сближенном положении, передается через подкрановую балку по тем же линиям влияния, что и вертикальное давление:

$$H = H_{\max} \Sigma y. \quad (13.10)$$

Временную ветровую нагрузку принимают в зависимости от географического района и высоты здания, устанавливая ее значение на 1 м^2 поверхности стен и фонаря. С наветренной стороны действует положительное давление, с подветренной — отрицательное. Стеновые панели передают ветровое давление на колонны в виде распределенной нагрузки $p = \omega a$, где a — шаг колонн. Неравномерную по высоте здания ветровую нагрузку приводят к равномерно распределенной, эквивалентной по моменту в заделке консоли.

Ветровое давление, действующее на фонарь и часть стены, расположенную выше колонн, передается в расчетной схеме в виде сосредоточенной силы W .

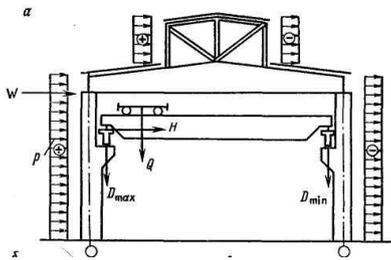


Рис. 13.19. Расчетно-конструктивная схема поперечной рамы
a — нагрузка, действующая на поперечную раму; *b* — к определению вертикальной нагрузки от мостового крана на колонну; *в* — к определению моментов от крановой нагрузки на колонну

53. Конструктивные схемы одноэтажных промзданий. Компановка одноэтажного промздания, связи, температурно-усадочные швы, выбор типа колонн и др. конструкций.

Для металлургической, машиностроительной, легкой и других отраслей промышленности возводят одноэтажные каркасные здания. Конструктивной и технологической особенностью таких зданий является оборудование их транспортными средствами — мостовыми и подвесными кранами. Мостовые краны перемещаются по специальным путям, опертые на колонны; подвесные краны перемещаются по путям, подвешенным к элементам покрытия. Покрытие одноэтажного производственного здания может быть балочным из линейных элементов или пространственным в виде оболочек.

К элементам конструкции одноэтажного каркасного здания относятся: колонны (стойки), заделанные в фундаментах; ригели покрытия (балки, фермы, арки), опирающиеся на колонны, плиты покрытия, уложенные по ригелям; подкрановые балки; световые или аэрационные фонари. Основная конструкция каркаса — поперечная рама, образованная колоннами и ригелями.

Пространственная жесткость и устойчивость одноэтажного каркасного здания достигаются заземлением колонн в фундаментах. В поперечном направлении пространственная жесткость здания обеспечивается поперечными рамами, в продольном — продольными рамами, образованными теми же колоннами, элементами покрытия, подкрановыми балками и вертикальными связями.

Одноэтажные производственные здания могут быть также с плоским покрытием без фонарей. Примером может служить конструктивная схема здания, в которой длинномерные панели покрытия на пролет уложены по продольным балкам и служат ригелями поперечной рамы (рис. 13.2)

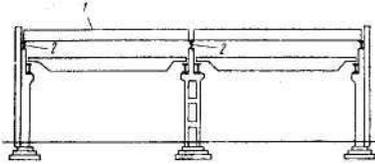


Рис. 13.2. Одноэтажные промышленные здания с плоским покрытием

1 — длинномерные плиты покрытия; 2 — продольные балки

Сетка колонн одноэтажных каркасных зданий с мостовыми кранами в зависимости от технологии производственного процесса может быть 12X18, 12X24, 12X30 м или 6X18, 6X24, 6X30 м. Шаг колонн принимают преимущественно 12 м; если при этом шаге используются стеновые панели длиной 6 м, то по наружным осям кроме основных колонн устанавливают промежуточные (фахверковые) колонны. При шаге колонн 12 м возможен шаг ригелей 6 м с использованием в качестве промежуточной опоры подстропильной фермы.

Лучшие технико-экономические показатели по трудоемкости и стоимости достигаются в сборных железобетонных покрытиях при шаге колонн 12 м без подстропильных ферм.

В целях сохранения однотипности элементов покрытия колонны крайнего ряда располагают так, чтобы разбивочная ось ряда проходила на расстоянии 250 мм от наружной грани колонны. Колонны крайнего ряда при шаге 6 м и кранах грузоподъемностью до 30 т располагают с нулевой привязкой, совмещая ось ряда с наружной гранью колонны. Колонны торцов здания смещают с поперечной разбивочной оси на 500 мм. При большой протяженности в поперечном и продольном направлениях здание делают температурными швами на отдельные блоки.

Продольный температурный шов выполняют, как правило, на спаренных колоннах со вставкой, при этом колонны у температурного шва имеют привязку к продольным разбивочным осям 250 мм (или нулевую при 6 м). Поперечный температурный шов также выполняют на спаренных колоннах, но при этом ось температурного шва совмещается с поперечной разбивочной осью, а оси колонн смещаются с разбивочной оси на 500 мм.

Расстояние от разбивочной оси ряда до оси подкрановой балки при мостовых кранах грузоподъемностью до 50 т принято $\lambda = 750$ мм. Это расстояние складывается из габаритного размера крана B , размера сечения колонны в надкрановой части h_2 и требуемого зазора C между габаритом крана и колонной. На крайней колонне

$$\lambda = B + h_2 + C - 250 \text{ (в мм)},$$

54. Расчет поперечной рамы с учётом пространственной работы каркаса одноэтажного промздания.

Покрытие здания из железобетонных плит, соединенных сваркой закладных деталей с замоноличиванием швов, представляет собой жесткую в своей плоскости горизонтальную связевую диафрагму. Колонны здания, объединенные горизонтальной связевой диафрагмой в поперечные и продольные рамы, работают как единый пространственный блок. Размеры такого блока в плане определяются расстояниями между температурными швами (рис. 13.20, а).

Нагрузки от массы покрытия, снега, ветра приложены одновременно ко всем рамам блока, при этих нагрузках пространственный характер работы каркаса здания не проявляется и каждую плоскую раму можно рассчитывать в отдельности. Нагрузки же от мостовых кранов приложены к двум-трем рамам блока, но благодаря горизонтальной связевой диафрагме в работу включаются и остальные рамы блока; происходит пространственная работа.

В каркасном здании из типовых элементов с регулярным шагом колонн и постоянной жесткостью сечений колонн центр жесткости блока (т. е. точка приложения равнодействующей реактивных сил при поступательном перемещении блока) совпадает с его геометрическим центром. Если поместить начало координат в этом центре и принять что x — координата поперечной рамы, а y — продольной рамы (рис. 13.20, б), то, приложив к поперечной раме с

координатой x_0 силу F , можно определить перемещение этой рамы. Перемещение блока от силы F — поступательное, а от момента $M = Fx_0$ — вращательное. Если r_{ix} — реакция поперечной рамы от единичного перемещения $\Delta = 1$, то поступательное перемещение блока

$$\Delta = F / nr_{ix}, \quad (13.11) \text{ где } n — \text{число поперечных рам блока.}$$

При вращательном перемещении жесткой в своей плоскости горизонтальной связевой диафрагмы на угол $\varphi = 1$ поперечные рамы получают перемещение, равное $x \operatorname{tg} \varphi$, но поскольку конечный угол φ будет малым и, следовательно, $\operatorname{tg} \varphi = \varphi = 1$, поперечные рамы получают перемещение, равное их координате x , а продольные рамы — равное y . При этом возникают реакции: в поперечных рамах

$$R_x = xr_{ix}; \quad (13.12) \text{ в продольных рамах}$$

$$R_y = yr_{iy}, \quad (13.13)$$

где r_{iy} — реакция продольной рамы от смещения $\Delta = 1$ (определяется с учетом сопротивления вертикальных связей по колоннам).

Кручением колонн при вращении горизонтальной диафрагмы ввиду его малости можно пренебречь.

Угловая жесткость блока или реактивный момент блока от единичного угла поворота диафрагмы $\varphi = 1$

$$B_{\varphi} = M_{\varphi=1} = 2 \sum_1^m x R_x + 2 \sum_1^p y R_y, \quad (13.14)$$

где $m = n/2$, когда n — число поперечных рам четное, или $m = (n-1)/2$, когда n — число нечетное; $p = q/2$, когда q — число продольных рам — четное, или $p = (q-1)/2$, когда q — число нечетное.

Угловая жесткость блока с учетом значения реакций согласно формулам (13.12), (13.13), составляет

$$B_{\varphi} = 2r_{11x} \left(\sum_1^m x^2 + \beta \sum_1^p y^2 \right), \quad (13.15) \quad \beta = r_{11y}/r_{11x}.$$

Угол поворота блока вокруг центра вращения

$$\varphi = M/B_{\varphi} = \frac{F x_0}{2r_{11x} \left(\sum_1^m x^2 + \beta \sum_1^p y^2 \right)}. \quad (13.16)$$

Перемещение поперечной рамы с координатой x_0 от силы F находят суммированием перемещений — поступательного и от вращения блока. Тогда

$$\Delta = F/nr_{11x} + x_0 \varphi = F/nr_{11x} + \frac{F x_0^2}{2r_{11x} \left(\sum_1^m x^2 + \beta \sum_1^p y^2 \right)}. \quad (13.17)$$

Находят реактивную силу от единичного перемещения $\Delta = 1$ поперечной рамы, приравняв единице перемещение по формуле (13.17). Тогда

$$F = c_{dim} r_{11x}, \quad (13.18)$$

где

$$c_{dim} = 1 / \left[1/n + \frac{x_0^2}{2 \left(\sum_1^m x^2 + \beta \sum_1^p y^2 \right)} \right]. \quad (13.19)$$

Коэффициент c_{dim} характеризует пространственную работу каркаса, состоящего из поперечных и продольных рам. Следует принять во внимание податливость соединений плит покрытия, которую на основании исследований оценивают коэффициентом 0,7 к значению c_{dim} , а также учесть загрузку нагрузкой от мостовых кранов рам, смежных с рассчитываемой, коэффициентом 0,7. Тогда

$$c_{dim} = 1 / \left[2/n + \frac{x_0^2}{\sum_1^m x^2 + \beta \sum_1^p y^2} \right]. \quad (13.20)$$

Если учитывать пространственную работу рам лишь одного поперечного направления, то в упрощенном решении при $\beta = 0$ из формулы (13.19)

$$c_{dim} = 1 / \left[\frac{1}{n} + \frac{x_0^2}{2 \sum_1^m x^2} \right]. \quad (13.21)$$

Тогда при длине блока 72 м для второй от торца блока поперечной рамы, находящейся в наименее благоприятных условиях (в части помощи, оказываемой работой соседних $c_{dim} = 4,7$ рам), при шаге 12 м $c_{dim} = 3,5$; при шаге 6 м.

Таким образом, поперечную раму можно рассчитывать на крановые нагрузки с учетом пространственной работы каркаса здания методом перемещений с введением к реакции от единичного перемещения поперечной рамы коэффициента c_{dim} (рис. 13.21).

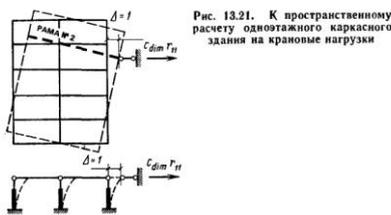


Рис. 13.21. К пространственному расчету одноэтажного каркасного здания на крановые нагрузки

55. Расчёт и конструирование железобетонной подкрановой балки.

Железобетонные предварительно напряженные подкрановые балки испытывают динамические воздействия от мостовых кранов и поэтому их применение рационально при кранах грузоподъемностью до 30 т среднего режима работы и кранах легкого режима работы. При кранах тяжелого режима работы и кранах грузоподъемностью 50 т среднего режима работы и более целесообразны стальные подкрановые балки.

Наиболее выгодна двутавровая форма поперечного сечения подкрановой балки. Развитая верхняя полка повышает жесткость балки в горизонтальном направлении, уменьшает перемещения при поперечных тормозных условиях, а также улучшает условия монтажа и эксплуатации крановых путей и крана; нижняя полка дает возможность удобно разместить напрягаемую арматуру и обеспечить прочность балки при отпуске натяжения. Расчетным на вертикальные нагрузки является тавровое сечение с верхней сжатой полкой, а на горизонтальные нагрузки — прямоугольное сечение (верхняя полка).

Высоту сечения подкрановых балок назначают в пределах $h = (1/8 \dots 1/10) l$, толщину верхней полки $b_f' = (1/7 \dots 1/8) h$, ширину верхней полки $b_f = (1/10 \dots 1/20) l$. По условиям крепления и рихтовки крановых путей принимают размер полки $b_f = 500 \dots 650$ мм. Типовые подкрановые балки имеют высоту сечения $h = 1000$ мм при пролете 6 м и $h = 1400$ мм при пролете 12 м.

Сборные подкрановые балки пролетом 6 и 12 м по условиям технологичности изготовления и монтажа выполняют разрезными с монтажным стыком на колоннах.

Расчетные нагрузки от мостовых кранов для расчета прочности подкрановых балок определяют с коэффициентом надежности $\gamma_f = 1,1$. Расчетная вертикальная нагрузка

$$F_{max} = \gamma_f \gamma_n F_{nmax}. \quad (13.5)$$

Расчетные вертикальные нагрузки для группы режима работы мостового крана 6К следует умножать на коэффициент динамичности $K_{din}=1,1$.
 Расчетная горизонтальная нагрузка (от одного колеса моста)

$$H_{max} = \frac{1}{2} \gamma_f \gamma_n \max \cdot \quad (13.0)$$

Горизонтальная сила $H_{лmax}$ приложена в уровне головки крановых рельсов, но для упрощения расчета, пренебрегая незначительным влиянием эксцентриситета, ее полагают приложенной посередине высоты полки таврового сечения.

Расчет прочности ведут по расчетной нагрузке от двух сближенных мостовых кранов одинаковой грузоподъемности, умноженную на коэффициент сочетаний, равный 0,85 (при кранах легкого и среднего режима). Подвижную нагрузку от мостовых кранов располагают в пролете подкрановой балки так,

чтобы в ряде сечений по длине пролета получить максимальные усилия M, Q . Расстояние между четырьмя силами, передающимися через колеса мостового крана, устанавливают по габаритам ширины и базы моста (рис. 13.17, а). Расчет ведут по линиям влияния, располагая одну силу в вершине линии влияния (рис. 13.17,б). Максимальные усилия определяют суммированием произведений сил на соответствующие им ординаты. Например, максимальный изгибающий момент в рассматриваемом сечении

$$M = F_1 y_1 + F_2 y_2 + \dots = \sum F y. \quad (13.7)$$

По найденным усилиям строят огибающие эпюры M, Q . Ординаты огибающих эпюр определяют по таблицам, приведенным в справочниках.

Расчет на выносливость ведут по расчетной вертикальной нагрузке от одного мостового крана, определяемой умножением нормативной нагрузки на коэффициент, равный 0,5.

Прогиб определяют от действия одного крана при коэффициенте надежности, равном единице:

$$f < l/400.$$

стового крана, и уменьшить износ путей, между подкрановой балкой и рельсом укладывают упругую прокладку из прорезиненной ткани толщиной 8... 10 мм. При этом принимают во внимание, что предварительно напряженные балки имеют выгиб, а крановый рельс должен иметь горизонтальное положение. Рельс после рихтовки прикрепляют к балке болтами с помощью стальных деталей.

Горизонтальную нагрузку, вызванную ударом крана о тупиковый упор (до 150 кН для групп режимов работы кранов 4К... 6К), учитывают только при расчете упоров и их креплений к балкам кранового пути.

56. Типы конструкций плит покрытия их достоинства и недостатки.

Плиты беспрогонных покрытий представляют собой крупные ребристые панели размерами 3X12 и 3X16 м, которые опираются непосредственно на ригели поперечных рам; плиты 1,5X12 и 1,5X6 м используют как до-борные элементы в местах повышенных снеговых отложений — у фонарей, в перепадах профиля покрытия. Плиты прогонных покрытий имеют значительно меньшие размеры — 3X0,5 и 1,5X0,5 м. Они опираются на железобетонные прогоны, а те, в свою очередь, — на ригели поперечных рам. Беспрогонная система покрытий в наибольшей степени отвечает требованиям укрупнения элементов, уменьшения числа монтажных единиц и является основной в строительстве одноэтажных каркасных зданий.

Ребристые плиты 3X12 м, принятые в качестве типовых, имеют продольные ребра сечением 100X450 мм, поперечные ребра сечением 40X150 мм, полку толщиной 25 мм, уширения в углах — вуты, которыми обеспечивается надежность работы в условиях систематического воздействия горизонтальных усилий от торможения мостовых кранов. Продольные ребра армируют напрягаемой стержневой или канатной арматурой, поперечные ребра и полки — сварными каркасами и сетками. Бетон принимают классов В30, В40. Плиты ребристые 3X6 м (также принятые в качестве типовых) имеют продольные и поперечные ребра и армируются напрягаемой арматурой.

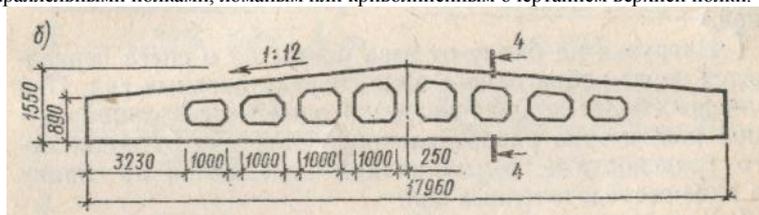
Плиты двухконсольные 2Т размерами 3X12 и 3X6 м имеют продольные ребра, расположенные на расстоянии 1,5 м, и консольные свесы полок. Благодаря уменьшению изгибающих моментов в поперечном направлении ребер не делают, форма плиты упрощается. В плитах размером 3X12 м продольные предварительно напряженные ребра изготавливают заранее, а затем бетонируют полку. Связь ребер с полкой создается устройством выпусков арматуры и сцеплением бетона. Раздельное изготовление плиты позволяет снизить класс бетона полки до В15. Плиты 3X6 м изготавливают как раздельно, так и целиком.

Крупноразмерные плиты 3X18 м и 3X24 м, опирающиеся на балки пролетом 6 или 12 м, разработаны для покрытий со скатной и малоуклонной кровлей. Плиты 2Т в этом решении имеют трапециевидные продольные ребра с уклоном верхнего пояса 1:12 и полку переменной толщины (25...60 мм). Плиты крупноразмерные железобетонные сводчатые КЖС имеют криволинейные продольные ребра с уширениями в нижней и верхней частях, гладкую полку толщиной 40...50 мм в середине пролета и 140... 160 мм в торце у опор (рис. 13.31). Плиты ребристые под малоуклонную кровлю имеют трапециевидные продольные ребра с уклоном верхнего пояса 1 :20, 1 :30, поперечные ребра с шагом 1000 мм и полку толщиной 25 мм .

По технико-экономическим показателям ребристые малоуклонные плиты немного уступают сводчатым плитам КЖС, однако их преимущество в том, что при малом уклоне покрытия можно широко применять средства механизации в производстве кровельных работ. При криволинейной поверхности сводчатых плит это затруднено.

57. Железобетонные стропильные балки. Расчёт и конструирование двускатной железобетонной 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. В зависимости от профиля кровли балки бывают двускатными (рис. 11.10,а, б), односкатными, с параллельными полками, ломаными или криволинейным очертанием верхней полки.



Двускатные балки выполняют из бетона класса В25... В40 и армируют напрягаемой проволочной, стержневой и канатной арматурой (рис. 13.34). При армировании высокопрочной проволокой ее располагают группами по 2 шт. в вертикальном положении, что создает удобства для бетонирования балок в вертикальном положении. Стенку балки армируют сварными каркасами, продольные стержни которых являются монтажными, а поперечные — расчетными, обеспечивающими прочность балки по наклонным сечениям. Приоритные участки балок для предотвращения образования продольных трещин при отпуске натяжения арматуры (или для ограничения ширины их раскрытия) усиливают дополнительными поперечными стержнями, которые приваривают к стальным закладным деталям. Повысить трещиностойкость при-опорного участка балки можно созданием двухосного предварительного напряжения (натяжением также и поперечных стержней).

Двускатные балки двутаврового сечения для ограничения ширины раскрытия трещин, возникающих в верхней зоне при отпуске натяжения арматуры, целесообразно армировать также и конструктивной напрягаемой арматурой, размещаемой в уровне верха сечения на опоре (рис. 13.35). Этим уменьшаются эксцентриситет силы обжатия и предварительные растягивающие напряжения в бетоне верхней зоны.

Двускатные балки прямоугольного сечения с часто расположенными отверстиями условно называют решетчатыми балками (рис. 13.36). Типовые решетчатые балки в зависимости от значения расчетной нагрузки имеют градацию ширины прямоугольного сечения 200, 240 и 280 мм. Для крепления плит покрытий в верхнем поясе балок всех типов заложены стальные детали. Балки покрытия рассчитывают как свободно лежащие; нагрузки от плит передаются через ребра. При пяти и больше сосредоточенных силах нагрузку заменяют эквивалентной равномерно распределенной. Для двускатной балки расчетным оказывается сечение, расположенное на некотором расстоянии x от опоры. Так, при уклоне верхнего пояса 1 : 12 и высоте балки в середине

пролета $h = l/12$, высота сечения на опоре составит $h_{оп} =$

$l/24$, а на расстоянии $h_x = (l + 2x)/24$ от опоры

Если принять рабочую высоту сечения балки $h_0 = \beta h_x$, изгибающий момент при равномерно распределенной нагрузке

$$M_x = qx(l - x)/2,$$

то площадь сечения продольной арматуры

$$A_{sx} = M_x / (R_s \xi \beta) = 12qx(l - x) / [R_s \xi \beta (l + 2x)].$$

Расчетным будет то сечение балки по ее длине, в котором A_{sx} достигает максимального значения.

Для отыскания этого сечения приравнивают нулю производную

$$dA_{sx}/dx = 0.$$

Отсюда, полагая, что $\xi\beta$ — величина постоянная и дифференцируя, получают

$$2x^2 + 2xl - l^2 = 0.$$

Из решения квадратного уравнения находят $x = 0,37l$. В общем случае расстояние от опоры до расчетного сечения $x = 0,35...0,4l$.

Если есть фонарь, то расчетным может оказаться сечение под фонарной стойкой.

Поперечную арматуру определяют из расчета прочности по наклонным сечениям. Затем выполняют расчеты по трещиностойкости, прогибам, а также расчеты прочности и трещиностойкости на усилия, возникающие при изготовлении, транспортировании и монтаже.

58. Классификация железобетонных ферм их достоинства и недостатки. Особенности их работы, расчёта и конструирования.

Железобетонные фермы применяют в качестве ригелей покрытий промышленных и общественных зданий при пролетах 18, 24, 30 м и шаге 6 и 12 м. При больших пролетах железобетонные фермы получаются тяжелыми, неудобными при транспортировании, трудоемкими в монтаже и могут применяться лишь при специальном обосновании. Очертание стропильных ферм зависит от профиля кровли и общей компоновки покрытия.

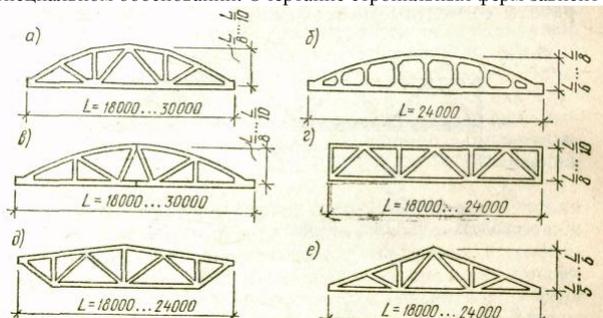
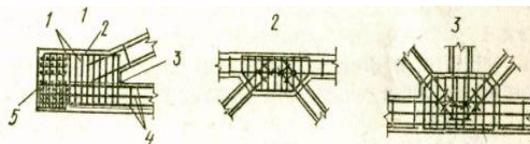


Рис. 11.11. Конструкция железобетонных стропильных ферм:

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 обложка; 10 — трещина



Для зданий со скатной кровлей как типовые фермы применяют: сегментные раскосные с верхним поясом ломаного очертания (рис. 11.11, а) и безраскосные арочного очертания (рис. 11.11, б), для зданий с плоской кровлей — раскосные с параллельными поясами (рис. 11.11, г). Для нетиповых решений возможны и другие виды ферм: арочные раскосные с разреженной решеткой (рис. 11.11, в), полигональные (рис. 11.11, б), треугольные (рис., II.11, е), с нижним ломаным поясом (см. рис. 11.11, б). 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 ширину их целесообразно назначать равной ширине поясов для удобства бетонирования в горизонтальном положении. 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, 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. Фермы рассчитывают на эксплуатационные нагрузки от покрытия, массы 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. 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 внецентренное сжатие, нижний — на центральное растяжение, решетку — на сжатие или растяжение. 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.

59. Железобетонные арки. Расчёт и конструирование двухшарнирной арки.

Арками называют системы, состоящие из криволинейных элементов, горизонтальное смещение опор которых ограничено. Железобетонные арки бывают трехшарнирные, двухшарнирные и бесшарнирные. Двухшарнирные арки мало чувствительны к вертикальным осадкам и более чувствительны к горизонтальным смещениям. Железобетонные арки могут быть сборными и монолитными. В качестве стропильных конструкций одноэтажных промышленных зданий наиболее широко применяют сборные пологие двухшарнирные арки с затяжкой (рис. 11.12).

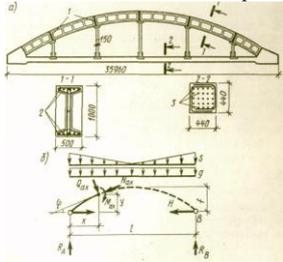


Рис. 11.12. Конструкция сборной арки покрытия (а) и расчетная схема (б):

1 — сток сборных элементов (при уклончатой сборке); 2 — несущая арматура; 3 — рабочая арматура; 4 — поперечная арматура

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 и двутавровое, обычно с симметричным армированием, так как возможны моменты разных знаков. В стенке двутавра могут устраиваться отверстия для пропуска коммуникаций. Арки собирают из отдельных блоков длиной 6 м (рис. 11.12, а). 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. Рассчитывают арки на нагрузку от собственной массы и массы покрытия, нагрузку от снега и сосредоточенные нагрузки от подвешенного 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. 11.12, б). В практике проектирования величину распора пологой железобетонной арки постоянного по длине сечения, очерченной по дуге окружности или квадратной параболы, определяют по формуле (при равномерно распределенной нагрузке)

$H = kql^2 / (8f)$ где k — коэффициент, учитывающий упругую податливость затяжки [16]; предварительно

принимает $k = 0,9$. По найденному значению распора в нескольких сечениях арки определяют M_{ax}, N_{ax}, Q_{ax} по известным формулам (рис. 11.12, б):

$$M_{ax} = M_x - Hy; N_{ax} = H \cos \varphi + Q_x \sin \varphi; Q_{ax} = Q_x \cos \varphi - H \sin \varphi$$

где M_{ax}, N_{ax}, Q_{ax} — усилия в сечении арки на

расстоянии x от левой опоры; M_x, Q_x — усилия в том же сечении простой балки; φ — угол между касательной к оси балки в рассматриваемом сечении и горизонтально; y — ордината оси арки в рассматриваемом сечении. Усилия в арке, вычисленные для различных нагружений, 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 рассчитывают на центральное растяжение, пренебрегая изгибающими моментами от собственной массы. Арматуру подбирают из условий прочности, после чего проверяют трещиностойкость затяжки.

60. Расчёт и конструирование монолитных железобетонных рам одноэтажных каркасных зданий

В одноэтажном каркасном здании из монолитного железобетона основная несущая конструкция — поперечная рама. Нагрузка от покрытия здания — балочного или тонкостенного пространственного — передается на поперечные рамы.

Прямолинейные ригели возможны при пролетах до $12 \dots 15$ м, ломаные ригели — до $15 \dots 18$ м, криволинейные ригели без затяжек — до 18 м, с затяжками — до 24 м и более. Рамы с криволинейными ригелями применяют преимущественно в качестве диафрагм коротких оболочек, являющихся весьма экономичным типом монолитных покрытий. Затяжка, препятствуя горизонтальным перемещениям верха стоек, уменьшает значения изгибающих моментов и поперечных сил в стойках и ригелях, а также и в заделке стоек, вследствие чего облегчается конструкция фундаментов.

Соединение стоек монолитных рам с фундаментами может быть жестким и шарнирным. В жестком соединении арматуру стоек сваривают или стыкуют внахлестку с соответствующими выпусками арматуры фундамента; такое соединение просто и экономично. Шарнирное соединение применяют в тех случаях, когда в заделке колонны возникает значительный изгибающий момент, а грунты оснований имеют малую несущую способность и фундаменты рамы оказываются весьма тяжелыми. Вместе с тем нужно иметь в виду, что шарнирное соединение приводит к возрастанию изгибающих моментов в пролете и ригель становится тяжелее.

Ригель армируют как балку, заделанную на опоре; часть продольной арматуры ригеля переводят в зону отрицательных моментов у опоры и заводят в стойку; стойки армируют как сжатые элементы, часть стержней которых заводят в ригель.

При конструировании монолитной рамы особое внимание следует уделять узлам и сопряжениям. Расположение арматуры в узлах должно соответствовать характеру действующих усилий и в то же время обеспечивать удобство производства работ. В узле сопряжения ригеля с колонной наибольшие растягивающие усилия возникают на некотором удалении от края, поэтому растянутую арматуру в узле выполняют закругленной и заводят на длину, устанавливаемую на опоре моментов.

В сжатой зоне узла возникают значительные местные напряжения, в связи с чем входящие углы целесообразно выполнять со скосами (вутами), уменьшающими местные напряжения. Сжатую арматуру ригеля и стойки заводят в глубь узла, а вут армируют самостоятельными продольными стержнями. В рамных конструкциях с относительно небольшими усилиями вуты не делают, что несколько упрощает производство работ.

В узлах, где ригель имеет перелом, например в коньковом узле, усилия в нижней растянутой арматуре создают равнодействующую, направленную по биссектрисе входящего угла, под действием которой арматура стремится выпрямиться и выколоть бетон. Поэтому коньковые узлы армируют с перепуском концов нижних растянутых стержней и усиливают дополнительными поперечными стержнями, определяемыми расчетом. Поперечная арматура должна воспринимать растягивающее усилие, равное вертикальной составляющей усилий в продольных растянутых стержнях, не заанкеренных в сжатой зоне

$$F_1 = 2R_s A_{s1} \cos(\gamma/2) \quad (13.59)$$

или воспринимать 35 % вертикальной составляющей усилий во всех продольных растянутых стержнях

$$F_2 = 0,7R_s A_s \cos(\gamma/2), \quad (13.60)$$

где A_{s1} — площадь сечения продольных растянутых стержней, незаанкеренных в сжатой зоне; γ — входящий угол в растянутой зоне.

Поперечная арматура, необходимая по расчету, должна быть расположена на длине

$$s = h \operatorname{tg}(3/8) \gamma. \quad (13.61)$$

Шарнирное сопряжение стойки рамы с фундаментом создается устройством упрощенного (несовершенного) шарнира. В этом месте размеры сечения стойки уменьшаются до $1/2 \dots 1/3$ размеров основного сечения; здесь устанавливают вертикальные или перекрещивающиеся стержни, а примыкающие к шарниру части стойки и фундамента усиливают поперечными сетками. Продольное усилие стойки передается через сохраняемую площадь бетона и арматурные стержни, поперечная сила в стойке обычно погашается силой трения.

61. Пространственные покрытия одноэтажных каркасных зданий (оболочки, висячие покрытия).

Пространственные покрытия представляют системы, образуемые тонкостенными оболочками (тонкими плитами) и контурными конструкциями (бортовыми элементами, опорными кольцами, диафрагмами в виде балок, ферм, арок, брусьев и т.п.). Оболочкой называют тело, ограниченное двумя криволинейными поверхностями, расстояние между которыми существенно меньше других размеров. Тонкостенные пространственные покрытия (рис. 14.1, а...ж) применяют с использованием в них цилиндрических оболочек и призматических складок; оболочек вращения с вертикальной осью (купола); оболочек двойкой положительной и отрицательной гауссовой кривизны, преимущественно прямоугольных в плане; составных оболочек, образованных из нескольких элементов, пересекающихся по форме криволинейных поверхностей. Особое место занимают волнистые своды, т. е. многоволновые или многоскладчатые покрытия в виде сводов (складок) с малыми размерами волны по сравнению с длиной пролета (см. рис. 14.1.з), а также висячие покрытия (на вантах), весьма разнообразные по форме в пространстве и в плане (см. рис. 14.1, и, к). Тонкостенные пространственные покрытия особенно целесообразны при строительстве производственных и гражданских зданий в условиях, когда требуется перекрывать площадь больших размеров (порядка 30Х30 м и более) без промежуточных опор. Покрытия с цилиндрическими оболочками (рис. 14.1,а) включают тонкие плиты, изогнутые по цилиндрической поверхности, бортовые элементы и торцовые диафрагмы. Покрытие в целом поддерживается по углам колоннами. Основные параметры оболочки l_1 – пролет (расстояние между диафрагм); l_2 – длина волны (расстояние между бортовыми элементами); h_3 – стрела подъема. Покрытия с применением призматических складок образуются из плоских плит-граней, бортовых элементов и диафрагм. Купольное покрытие состоит из двух основных конструктивных элементов – тонкостенной оболочки и опорного кольца (рис. 14.1,в).

Висячими покрытиями можно перекрывать помещения особенно больших размеров (стадионы, спортзалы, выставочные павильоны, рынки, кинотеатры, крупные производственные здания). Образуются они из системы вант (гибких капотов), удерживаемых на жесткой опорной конструкции (кольцах, рамах, арках), и кровельного ограждения из сборных плит (железобетонных с применением легкого бетона, армоцементных, многослойных или иных).

Различают висячие покрытия с одиночной системой вант, имеющие поверхности однозначной или разнозначной кривизны (рис. 14.35...14.37), и с двойной системой вант (рис. 14.38). Висячими покрытиями можно перекрывать помещение любого очертания в плане — прямоугольные, круглые, овальные, многоугольные и иные. Висячие покрытия устраивают достаточно пологими, их стрела провисания f в центре покрытия составляет обычно $1/2...1/25$ долю основного размера плана.

62. Материалы для каменной кладки. Прочностные и деформативные свойства каменной кладки.

В качестве каменных материалов для кладок используют штучные камни массой не более 40 кг и каменные изделия, изготавливаемые в заводских условиях, масса которых ограничивается грузоподъемностью транспортного и монтажного оборудования. К штучным каменным материалам относят: кирпич керамический, керамические камни, камни природные правильной формы и бутовые (неправильной формы), камни бетонные. Каменные изделия выпускают в виде бетонных блоков различного назначения, блоков из кирпича и керамических камней, блоков из природного камня, вибропанелей из кирпича и керамических камней, бетонных панелей. Каменные материалы, применяемые для кладок, должны удовлетворять требованиям прочности и морозостойкости, чтобы обеспечить прочность и надежность каменных конструкций.

В качестве строительных растворов для каменных кладок применяют смеси из неорганического вяжущего (цемент, известь, глина), мелкого заполнителя (песок), воды и специальных добавок. По виду применяемых вяжущих строительные растворы подразделяют на цементные, известковые и смешанные (цементно-известковые, цементно-глиняные). Строительные растворы должны в свежем состоянии обладать подвижностью и водоудерживающей способностью, а в затвердевшем состоянии — обеспечивать необходимую прочность кладки. При необходимости увеличения несущей способности каменной кладки применяют разные способы ее армирования стальной арматурой; такую кладку называют армокаменной. Использование армокаменной кладки позволяет значительно расширить область применения каменных кладок в конструкциях. Каменные материалы классифицируют: по происхождению: а) природные камни, добываемые в каменных карьерах (каменные блоки, бут, щебень); б) искусственные камни, изготавливаемые путем обжига (кирпич, керамические камни, облицовочные плитки), и необожженные камни (кирпич силикатный, шлаковый, бетонные камни из тяжелого или легкого бетона); по структуре: а) полнотелый кирпич и сплошные камни; б) пустотелый кирпич и камни с пустотами различной структуры.

Для ручной каменной кладки применяют кирпич следующих видов: керамический обыкновенный пластического и полусухого прессования, керамический пустотелый пластического прессования, кирпич силикатный, кирпич шлаковый, кирпич из трепелов и диатомитов. Кирпич выпускают одинарный размерами 250 х 120 х 65 мм, и модульный (утолщенный) размерами 250 х 120 х 88 мм. Кирпич одинарный изготавливают обычно полнотелый либо с технологическими пустотами. Кирпич модульный для уменьшения массы выпускают с технологическими пустотами либо пустотелый с круглыми или щелевидными пустотами.

Прочностные и деформативные характеристики кладки.

Прочность и деформативность каменной кладки зависят от многих факторов: прочности и деформативности камня и раствора; размера и формы камня; подвижности раствора и степени заполнения им вертикальных швов; качества кладки (обеспечение равномерной толщины и плотности горизонтальных швов); сцепления раствора с камнем и др. Каменные материалы являются хрупкими, и на диаграмме « σ — ϵ » нелинейные деформации проявляются лишь при весьма высоких уровнях напряжений (в области значений предела прочности). Строительные растворы в затвердевшем состоянии являются упругопластическими материалами, дающими при испытаниях на сжатие нелинейную зависимость деформаций от напряжений. Каменная кладка, несущая способность которой обеспечивается благодаря совместной работе этих материалов, является нелинейно деформируемым материалом. При восприятии кладкой сжимающих усилий поперечные деформации строительных растворов в горизонтальных швах значительно превышают поперечные деформации каменных материалов, поэтому кладка разрушается от растягивающих усилий в камне, возникающих под влиянием поперечных деформаций раствора. Увеличение толщины швов ведет к уменьшению прочности кладки. Разрушение кладки при сжатии начинается с раскрытия вертикальных швов и появления местных вертикальных трещин в отдельных камнях. При дальнейшем повышении нагрузки мелкие вертикальные трещины соединяются по высоте и расчленяют кладку на отдельные столбы. После этого небольшое увеличение нагрузки приводит к потере устойчивости этих столбов и кладка разрушается.

Прочностные и деформативные характеристики кладки получают статистической обработкой результатов испытаний большого количества призматических образцов-эталонов, размеры оснований которых 38 х 38 или 51х51 см, высота ПО... 120 см.

Основными прочностными характеристиками кладки являются: временное сопротивление сжатию R_u (средний предел прочности); расчетное сопротивление осевому сжатию R ; расчетное сопротивление осевому растяжению R_t ; расчетное сопротивление растяжению при изгибе $R_{fb}(R_{fw})$; расчетное сопротивление срезу R_{sq} . Основные деформативные характеристики кладки: модуль упругости кладки (начальный модуль деформаций) E_c ; упругая характеристика кладки a ; модуль деформации кладки E ; коэффициент ползучести кладки γ_{cr} ; коэффициент линейного расширения α ; коэффициент трения μ .

63. Растворы, применяемые для кирпичных кладок. Определение марки кирпича и раствора.

Строительный раствор — это смесь вяжущего вещества (цемента, извести, гипса), мелкого заполнителя (песка), воды и иногда специальных добавок, способная твердеть после укладки. До затвердевания смесь этих материалов называют раствором смеси.

Растворные смеси характеризуются подвижностью, растекаемостью, водоудерживающей способностью и пластичностью, а растворы — плотностью, прочностью и морозостойкостью.

Растворы должны быть удобоукладываемыми, т. е. распределяться тонким слоем и заполнять неровности камня, что повышает качество кладки и производительность труда каменщика. После затвердевания раствор должен обладать заданной прочностью и стойкостью к внешним воздействиям.

Прочность растворов характеризуется маркой, определяемой по пределу прочности при сжатии образцов-кубов размером 70,7х70,7х70,7 мм или половинок балочек, полученных после испытания на изгиб образцов размером 40х40х160 мм в возрасте 28 сут при температуре твердения 20±5°C.

По пределу прочности на сжатие растворы делят на марки: 4, 10, 25, 50, 75, 100, 150 и 200.

Морозостойкость растворов определяют числом циклов попеременного замораживания и оттаивания до потери 15 % первоначальной прочности (или 5 % массы). По мере морозостойкости растворы подразделяют на марки: от Мрз 10 до Мрз 300.

Марку кладочного раствора выбирают в зависимости от вида конструкций, условий их работы, а также от степени долговечности зданий.

Считается, что свежеложенный раствор (или оттаявший раствор замороженной кладки) имеет нулевую прочность. Марку раствора для каменной кладки назначают с учетом требуемой долговечности и прочности.

Основной характеристикой является рочность, характеризуемая маркой, которая обозначает временное сопротивление стандартных образцов при сжатии (кгс/см²). При определении марки кирпича дополнительно устанавливают его прочность при изгибе. Согласно Государственному стандарту обыкновенный глиняный кирпич в зависимости от предела прочности при сжатии и изгибе подразделяются на марки: 150; 125; 100 и 75; он должен иметь форму правильного прямоугольного параллелепипеда с размерами по длине 250 мм, по ширине 120 мм и по толщине 65 мм.

64. Расчёт элементов каменных конструкций работающих на сжатие, изгиб, растяжение.

Осевое сжатие. Примером центрально-сжатых элементов каменных конструкций могут служить внутренние несущие столбы многоэтажных каменных зданий. Столбы воспринимают нагрузки от кровли, чердачного перекрытия и междуэтажных перекрытий. Если примыкающие к столбам прогоны равнопролетные и величина временной нагрузки на перекрытия невелика по сравнению с собственным весом перекрытия, то одностороннее загрузление столба временной нагрузкой не является опасным, в этом случае столбы рассчитывают на центральное сжатие.

При оценке прочности сечений эпюру напряжений в центрально-сжатом элементе кладки принимают прямоугольной с ординатой, равной по величине расчетному сопротивлению R осевому сжатию кладки. Возможность разрушения сжатых элементов до исчерпания прочности, из-за влияния продольного изгиба и увеличения деформаций вследствие ползучести материала при длительном нагружении, учитывают коэффициентами Φ и m_g .

Несущую способность элементов каменных конструкций при центральном сжатии считают обеспеченной, если соблюдается условие

$$N \leq m_g \Phi R A, \quad (404) \quad m_g = 1 - \eta N_g / N, \quad (405)$$

где N — расчетная продольная сила; m_g — коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки; Φ — коэффициент продольного изгиба (табл. 16); R — расчетное сопротивление сжатию кладки; A — площадь сечения элемента; η — коэффициент, принимают по табл. 16; N_g — расчетная продольная сила от длительных нагрузок.

Для прямоугольных сечений при меньшем размере $h \geq 30$ см и для сечений любой формы с меньшим радиусом инерции $i \geq 8,7$ см принимают $m_g = 1$.

Значения коэффициентов η и Φ зависят от материала кладки и гибкости сжатых элементов:

$$\lambda_i = l_0 / i \quad (\text{для сечения произвольной формы});$$

$$\lambda_h = l_0 / h \quad (\text{для прямоугольного сплошного сечения}), \quad (406)$$

где l_0 — расчетная высота (длина) элемента; h — меньший размер прямоугольного сечения; i — наименьший радиус инерции сечения.

Расчетная высота сжатых стен и столбов l_0 зависит от условий опирания их на горизонтальные опоры (перекрытия). При неподвижных шарнирных опорах принимают $l_0 = H$ (рис. 128, а) (H — расстояние между перекрытиями или другими горизонтальными опорами).

При упругой верхней опоре и жестком защемлении в нижней опоре для одно-пролетных зданий $l_0 = 1,5H$, для многопролетных зданий $l_0 = 1,25H$ (рис. 128, б). Для конструкций с частично защемленными опорными сечениями — с учетом фактической степени защемления, но не менее $l_0 = 0,8H$. Для

свободно стоящих конструкций $l_0 = 2H$ (рис. 128, в). Значения коэффициентов m_g и Φ по высоте сжатых стен и столбов принимаются по рис. 128, а, б, в.

5. Изгиб и центральное растяжение.

На изгиб работают наружные стены многоэтажных зданий от действия ветровой нагрузки, наружные плиты контрофорсных подпорных стен и другие элементы. Нормами не допускается работа каменных элементов на изгиб по перевязанному сечению. Расчет каменной кладки на изгиб производят в предположении ее упругой работы, т. е. используют формулы сопротивления материалов. При расчете каменной неармированной кладки на изгиб проверяют несущую способность кладки при восприятии нормальных напряжений по перевязанному шву и касательных напряжений — по наклонному сечению (косой штрабе). ■ Расчетный изгибающий момент от внешних нагрузок неармированных элементов

$$M \leq R_{\Phi} W, \quad (418)$$

где R_{Φ} — расчетное сопротивление кладки растяжению при изгибе по перевязанному сечению (см. прилож. 15); W — момент сопротивления сечения кладки при упругой работе.

Расчетная поперечная сила

$$Q \leq R_{\tau w} b z, \quad (419)$$

где $R_{\tau w}$ — расчетное сопротивление кладки главным растягивающим напряжениям при изгибе (см. прилож. 15); b — ширина сечения; z — плечо внутренней пары сил (для прямоугольного сечения $z = 2/3h$).

Каменные конструкции, работающие на центральное растяжение (стенки круглых резервуаров, силосов и других емкостей), рассчитывают, исходя из прочности кладки по перевязанному сечению или по камню:

$$N \leq R_t A_n, \quad (420)$$

где N — расчетная осевая сила при растяжении от внешних нагрузок; R_t — расчетное сопротивление кладки осевому растяжению по перевязанному сечению (см. прилож. 15); A_n — расчетная площадь сечения кладки нетто.

65. Элементы каменной кладки с сетчатым и продольным армированием.

Элементы с сетчатым и продольным армированием. Для повышения несущей способности применяют следующие способы армирования каменной кладки: а) сетчатое (поперечное) армирование с расположением арматурных сеток в горизонтальных швах кладки (рис. 131, а); б) продольное армирование с расположением арматуры в бороздах или каналах, оставляемых в кладке с последующей заделкой их раствором (рис. 131, б).

Повышение несущей способности на сжатие кладки, усиленной сетчатым армированием, обусловлено восприятием сетками поперечных растягивающих усилий, потому что деформативность сеток значительно ниже деформативности кладки; повышение несущей способности кладки учитывают в расчетах посредством введения условно повышенных прочностных и деформативных характеристик армирования. Продольное армирование кладки повышает ее несущую способность благодаря совместной работе кладки и арматуры. Одновременно повышается монолитность кладки, ее сейсмостойкость, обеспечивается совместная работа отдельных частей зданий.

Сетчатое армирование горизонтальных швов кладки рекомендуется применять, когда повышение марок кирпича, камней и растворов не обеспечивает требуемой прочности кладки, а площадь поперечного сечения элемента не может быть увеличена. Сетчатое армирование не следует применять при

эксцентриситетах действия сжимающих сил, выходящих за пределы ядра сечения (для прямоугольных сечений при $e > 0,17h$, а также для гибких элементов при $e > 15$ или $\lambda_i > 53$). В этих

случаях целесообразно использовать продольное армирование кладки. Сетчатое армирование дает эффект повышения несущей способности каменной кладки при соблюдении следующих условий: а) эксцентриситет не должен выходить за пределы ядра сечения (для прямоугольных элементов $e_0 < 0,17h$);

б) гибкость сжатых элементов не должна превышать следующих величин: $\lambda_h < 15$ или $\lambda_i < 53$; в) минимальный процент армирования составляет 0,1%; г) высота ряда кладки должна быть не более 150 мм; д) процент армирования кладки не должен быть выше определяемого по формуле

$$\mu \leq \frac{50R}{(1 - 2e_0/y) R_s}. \quad (425)$$

Центрально-сжатые элементы каменных конструкций, армированные сетками (например, столбы, фундаменты), рассчитывают аналогично неармированным элементам по формуле

$$N \leq m_g \varphi R_{sk} A. \quad (426)$$

Внецентренно сжатые элементы каменных конструкций с сетчатым армированием (например, простенки, парапеты, фундаменты) при поперечном сечении любой формы рассчитывают по формуле

$$N \leq m_g \varphi_1 R_{skb} A_c \omega. \quad (427)$$

Для поперечных сечений прямоугольной формы формула (427) приобретает вид

$$N \leq m_g \varphi_1 R_{skb} A (1 - 2e_0/y) \omega. \quad (428)$$

Сетчатое армирование кладки допускается в тех случаях, когда повышение марок кирпича, камня или раствора не обеспечивает требуемой прочности кладки, а площадь поперечного сечения элемента не может быть увеличена. Арматурные сетки рекомендуется укладывать с шагом s , но не реже чем через 5 рядов кирпичной кладки из обыкновенного кирпича, через 4 ряда кладки — из утолщенного кирпича или через 3 ряда кладки — из керамических камней.

Расстояние между стержнями сетки принимают в пределах $3 \text{ см} < c < 12 \text{ см}$, а диаметр стержней не менее 3 мм; толщина швов кладки должна превышать диаметр арматуры не менее чем на 4 мм.

Предельные диаметры арматуры в горизонтальных швах кладки не должны превышать 6 мм при пересечении арматуры в швах и 8 мм — при применении сеток типа «зигзаг».

66. Конструктивные схемы каменных зданий. Расчёт кирпичных стен.

Каменные здания. Основными конструктивными элементами каменных зданий являются наружные и внутренние стены, столбы, перекрытия, рама каркаса и перегородки. Все это образует пространственную систему, которая воспринимает горизонтальные и вертикальные нагрузки, действующие на здание, и распределяет их между отдельными элементами системы в зависимости от их жесткости, от материала кладки и от жесткости соединений, характеризующих в целом конструктивную схему здания. Конструктивная схема должна обеспечивать надежную пространственную жесткость и устойчивость здания в целом на действие внешних нагрузок. По признаку восприятия горизонтальных и вертикальных нагрузок различают две группы конструктивных схем зданий: 1) с жесткими опорами, в которых каменные наружные стены, воспринимающие вертикальные и горизонтальные нагрузки, опираются на несмещаемые опоры. Этими опорами являются жесткие поперечные стены, а также покрытия и перекрытия при условии относительно частого расположения устойчивых поперечных конструкций (перегородок); 2) с упругими опорами, в которых из-за относительно редкого размещения устойчивых поперечных конструкций (перегородок) горизонтальные покрытия и перекрытия являются упругоподатливыми опорами для каменных стен.

Жесткая конструктивная схема характерна для многоэтажных гражданских, жилых и общественных зданий. Упругая конструктивная схема свойственна одноэтажным промышленным зданиям.

Покрытия и перекрытия могут служить жесткими несмещаемыми опорами для каменных стен в том случае, если расстояние между несущими поперечными стенами не превышает предельного расстояния, принимаемого по прилож. 32, в зависимости от групп кладки и конструкции покрытия и перекрытия. Поперечные конструкции могут служить жесткими опорами при условиях:

- 1) толщина поперечных несущих каменных и бетонных стен не менее 12 см;
- 2) толщина несущих поперечных железобетонных стен не менее 6 см;
- 3) поперечные конструкции рассчитаны на восприятие горизонтальной нагрузки.

Пространственную жесткость зданий в целом и совместную работу элементов конструкций обеспечивают устройством связей; перекрытия анкеруют в стенах, поперечные и продольные стены из кладки соединяют перевязкой камней.

Каменные стены зданий обеих конструктивных схем (жесткой и упругой) в зависимости от вида воспринимаемых нагрузок разделяют на наружные и внутренние.

Под наружными понимают стены, изолирующие помещения от атмосферных воздействий, а под внутренними — стены (перегородки), изолирующие одно помещение от другого. Перегородки воспринимают нагрузки от собственного веса в пределах этажа: Наружные стены воспринимают нагрузки от собственного веса, а также вертикальные и горизонтальные нагрузки (от ветра, кранов). По виду воспринимаемой нагрузки наружные стены разделяют на: несущие стены, воспринимающие нагрузку от собственного веса стен всех этажей здания, от покрытий, перекрытий, кранов и ветровую нагрузку; самонесущие стены, воспринимающие нагрузку от собственного веса стен всех этажей здания и ветровую нагрузку; ненесущие стены, воспринимающие нагрузку от собственного веса и ветровую нагрузку только в пределах одного этажа при высоте этажа не более 6 м.

Для каменных стен всех типов зданий нормами установлены предельные отношения высоты этажа к толщине стены $\beta = H/h$, где H — высота этажа; h — толщина стены. Предельные отношения β для стен каменной кладки со свободной длиной $l \geq 2,5H$, не имеющих проемов и несущих нагрузки от перекрытий и покрытий, устанавливают по прилож. 32 в зависимости от группы кладки и марки раствора. Для наружных стен, имеющих проемы, предельная величина (β по прилож. 32, снижается умножением на коэффициент $\delta = \sqrt{A_n/A_b}$, где A_n — площадь нетто по горизонтальному сечению стены, A_b — площадь брутто. Для других случаев коэффициент определяется по прилож. 33.

Стены многоэтажных зданий рассчитывают на вертикальные нагрузки как неразрезные многопролетные балки с неподвижными опорами на уровне перекрытий. Для упрощения расчета принимают расчетную схему стены в виде однопролетной балки с шарнирными опорами в плоскостях опирания перекрытий. Поперечное сечение такой балки принимают равным поперечному сечению простенка (участок стены между оконными проемами), на который передает нагрузку ригель перекрытия или покрытия. За расчетную ось балки принимают геометрическую ось сечения простенка. Расчетную длину балки принимают равной высоте стены от низа перекрытия вышележащего этажа до низа перекрытия нижележащего этажа. Вертикальными нагрузками, действующими на простенок несущей стены в пределах каждого этажа, являются: а) собственный вес N_1 стен всех вышележащих этажей, приложенный по оси вышележащего этажа; б) вес покрытий и перекрытий вышележащих этажей; в) вес перекрытия F_1 расположенного над рассматриваемым этажом, приложенный с фактическим эксцентриситетом e_1 относительно оси простенка. (При отсутствии специальных опор, фиксирующих положение опорного давления, допускается принимать расстояние от точки приложения силы F_1 до внутренней грани стены $e = l/3t$, но не более 7 см, где t — глубина заделки.)

Если сечение наружной стены несимметрично изменяется на уровне перекрытия над данным этажом, то учитывают изгибающий момент от силы N_1 приложенной с эксцентриситетом e_2 относительно расчетной оси сечения простенка. Расчетное сечение простенка принимают на уровне верха оконного проема, где изгибающий момент имеет довольно большую величину (сечение l — l). Максимальный изгибающий момент в простенке равен сумме моментов от сил N_1 и F_1 :

$$M = F_1 e_1 + (N_1 + F) e_2. \quad (565)$$

Изгибающий момент в расчетном сечении l — l

$$M_l - l = M H_1 / H_{ст}, \quad (566)$$

где H_1 — расстояние от низа перекрытия нижележащего этажа до расчетного сечения l — l ; $H_{ст}$ — высота этажа.

Продольная сила в сечении l — l простенка

$$N_l - l = N_1 + F + F_1 + \Delta F, \quad (567)$$

где ΔF — собственный вес надоконного участка стены.

Сечение простенка рассчитывают на внецентренное сжатие по формуле (568), полученной из формулы (407),

$$N \leq m_g \varphi_1 R A (1 - 2e_0/h) \omega. \quad (568)$$

Если толщина стены $h \leq 25$ см, то при

расчете несущих и самонесущих стен учитывают случайный эксцентриситет e_v , который суммируют с расчетным эксцентриситетом e_0 ; для несущих стен $e_v = 2$ см, а для самонесущих стен зданий $e_v = 1$ см.

Если несущая способность простенка в расчетном сечении оказалась недостаточной, т. е. $N < N_I - k$, то необходимо или увеличить сечение простенка, или повысить марку камня и раствора, или, если вышеперечисленные меры неосуществимы, усилить каменную кладку простенка поперечным армированием.

67. Кирпичные 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 шлакопорт-ландцементе, 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.

68. Сейсмостойкость зданий и сооружений.

Сейсмическими называют географические районы, подверженные землетрясениям. Землетрясения вызываются явлениями вулканического характера, радиоактивного распада и разрыва глубинных слоев земли, сопровождающимися колебаниями земной коры. Для преобладающего большинства зданий, расположенных в сейсмических районах, наиболее опасны горизонтальные колебания поверхностных слоев почвы. При эпицентре землетрясения вблизи района застройки опасными становятся и вертикальные сейсмические воздействия.

При проектировании зданий, возводимых в сейсмических районах, необходимо руководствоваться требованиями соответствующей главы СНиПа по строительству в сейсмических районах и Руководства по проектированию жилых и общественных зданий с железобетонным каркасом, возводимых в сейсмических районах.

Силу землетрясения оценивают в баллах по стандартной шкале, имеющей инструментальную и описательную часть. При землетрясении силой 6 баллов и менее специальных усиленных конструкций не требуется, хотя к качеству строительных работ требования должны быть повышены. При землетрясении силой 7...9 баллов необходим специальный расчет конструкций. Землетрясение силой 10 баллов вызывает настолько значительные сейсмические воздействия, что восприятие их требует больших дополнительных затрат материалов и средств, экономически не оправданных. В районах, где возможны землетрясения 10 баллов, как правило, строительство не ведется.

Карта сейсмического районирования территории нашей страны в баллах и повторяемости сейсмического воздействия приведена в нормах. Указанная на карте сейсмичность района относится к участкам со средними грунтовыми условиями, характеризующимися песчано-глинистыми грунтами и низким горизонтом грунтовых вод.

Дополнительным сейсмическим микрорайонированием учитывают действительное геологическое строение грунтов и уточняют сейсмичность площадки строительства. При благоприятных грунтовых условиях, например скальных или особо плотных грунтах, сейсмичность площадки понижается на 1 балл. Но при неблагоприятных грунтовых условиях, например при глинах и суглинках в пластичном состоянии, песках и супесях с высоким горизонтом грунтовых вод, сейсмичность повышается на 1 балл.

Общая компоновка сейсмостойкого здания предусматривает такое расположение несущих вертикальных конструкций (рам, связевых диафрагм и других конструктивных элементов), при котором удовлетворяются требования симметричности и равномерности распределения масс и жесткостей. При этом следует иметь в виду, что конструктивные меры, повышающие пространственную жесткость здания в целом, вместе с тем повышают и его сейсмостойкость. В этих целях следует применять поперечные и продольные связевые диафрагмы, связанные перекрытиями.

Сборные железобетонные конструкции успешно применяют в сейсмических районах. Об этом свидетельствует опыт строительства зданий, впоследствии подвергавшихся сейсмическим воздействиям. Стыки и соединения сборных конструкций необходимо замоноличивать, чтобы они были способны воспринимать сейсмические силы.

План здания должен быть простым, в виде прямоугольника, без выступающих пристроек и углов. При сложных очертаниях здания в плане устраивают антисейсмические швы, разделяющие здание на отдельные блоки простой прямоугольной формы. Обычно их совмещают с температурными и осадочными швами. Чтобы повысить сейсмостойкость здания, фундаменты в пределах одного блока должны залегать на одной глубине. При слабых грунтах устраивают перекрестные фундаментные ленты или же сплошную фундаментную плиту. При плотных грунтах допустимы отдельные фундаменты под колонны, связанные поверху балками-связями в обоих направлениях. В многоэтажном здании целесообразно устройство подвала и свайного основания.

Экономическая и индустриальная схема здания для сейсмических районов, как и для строительства в обычных условиях, должна удовлетворять требованиям типизации элементов, унификации размеров и конструктивных схем, технологичности изготовления и монтажа при сборном и монолитном вариантах.

Оптимальная конструктивная схема сейсмостойкого многоэтажного каркасного здания, обладающая лучшими технико-экономическими показателями, может быть скомпонована при восприятии сейсмического воздействия по равно-связевой системе с регулярно расположенными вертикальными связевыми диафрагмами. Как показали исследования, несмотря на общее увеличение сейсмической нагрузки на равно-связевое каркасное здание, вызванное применением вертикальных связевых диафрагм и увеличением боковой жесткости здания, часть этой нагрузки, воспринимаемая рамами, все же меньше сейсмической нагрузки, формирующейся в более гибкой рамной системе. Существенно важен и характер эпюры Q_f равно-связевой схемы, при которой изгибающие моменты стоек рам от действия горизонтальной нагрузки на значительной части высоты здания остаются почти постоянными и, следовательно, позволяют осуществить типизацию элементов (см. гл. 15).

При сейсмическом воздействии узлы железобетонных рам находятся в сложном напряженном состоянии, и их проектированию необходимо уделять особое внимание. Исследования показали, что рамный узел необходимо армировать дополнительными хомутами и стержнями $d=8...10$ мм с шагом 70...100 мм, а также усиленной поперечной арматурой (на примыкающих участках ригелей и колонн) с шагом, вдвое меньшим, чем требуется по расчету, но не более 100.

Развитие пластических деформаций в растянутой арматуре узла при сейсмическом воздействии повышает сейсмостойкость каркасного здания.

Предпочтительно в конструкции стыков сборных ригелей с колоннами использовать сварку выпусков арматуры и последующее замоноличивание. В этих стыках должны быть рифленые соединяемые поверхности (с целью образования бетонных шпонок) и часто расположенные поперечные стержни ригелей и колонн. В пределах узла колонну армируют дополнительными хомутами и стержнями, как описано выше.

Сборные перекрытия выполняют из панелей, соединенных между собой и с элементами рамного каркаса на сварке закладных деталей с замоноличиванием швов и шпоночных связей. С этой целью в панелях перекрытий устраивают пазы и рифленые боковые поверхности что обеспечивает восприятие сдвигающих усилий.

Стеновые панели здания жестко связывают с перекрытиями и каркасом, в последнем случае — арматурой из стержней $d=6$ мм, располагаемых в горизонтальных швах кладки через 500 мм. Эту арматуру прикрепляют к выпускам арматуры из колонн и заводят в кладку не менее чем на 700 мм в каждую сторону.

Если в стенах большие оконные и дверные проемы, устраивают железобетонные горизонтальные антисейсмические пояса, идущие по верху этих проемов. Такие пояса представляют собой горизонтальные рамы, передающие сейсмическую нагрузку на колонны каркаса.

Консольные выступающие части зданий — козырьки, карнизы, балконы — должны быть жестко связаны с каркасом, причем число их и размеры необходимо ограничивать.

69. Железобетонные конструкции эксплуатируемые в особых условиях.

Сборные железобетонные конструкции успешно применяют в сейсмических районах. Об этом свидетельствует опыт строительства зданий, впоследствии подвергавшихся сейсмическим воздействиям. Стыки и соединения сборных конструкций необходимо замоноличивать, чтобы они были способны воспринимать сейсмические силы. Кратковременные динамические нагрузки в гражданском и промышленном строительстве возникают в результате взрыва пыле- и газозвдушной смеси, падения грузов на конструкции и т. п. В сооружениях гражданской обороны динамическая нагрузка создается при взрыве ядерного или обычного боеприпаса. Эти нагрузки характеризуются высокой интенсивностью (давлением), малой продолжительностью действия ($t \leq 1с$) и могут быть отнесены к аварийным воздействиям, однократно действующим на конструкцию. В этих случаях к сооружению может быть предъявлено основное требование: оно должно выдержать нагрузки без обрушения. При этом в конструкциях допускается возникновение значительных деформаций, из-за которых они могут оказаться непригодными к дальнейшей нормальной эксплуатации, однако сооружение в целом уже выполнило свою функцию, обеспечив защиту людей и оборудования. Допущение же работы конструкции в пластической стадии позволяет полностью использовать их несущую способность и запроектировать экономическое сооружение. При выборе конструктивной схемы зданий для северных районов страны следует учитывать, что здания возводят на вечномёрзлых грунтах. Опыт проектирования и строительства показывает, что достаточно надежны конструкции зданий, возводимых на железобетонных сваях, погружаемых и вмораживаемых в заранее пробуренные лидерные скважины при сохранении грунта в вечномерзлом состоянии. В условиях систематического воздействия повышенных и высоких технологических температур работают железобетонные конструкции промышленных зданий горячих производств (литейные, электроплавильные цеха и т. п.), а также железобетонные дымовые трубы, фундаменты доменных печей, ограждения тепловых агрегатов и др. Повышенными называют технологические температуры в диапазоне 50...200°C, высокими — свыше 200 °С. Выбор арматурных сталей следует производить в зависимости от типа конструкций, необходимости предварительного напряжения, температуры нагрева, условий возведения и эксплуатации сооружения. При эксплуатационной температуре менее 400 °С применяют в основном те же классы арматуры, что и в обычных условиях. При $t > 400^\circ\text{C}$ используют стержневую арматуру, а для закладных деталей — прокат из жаростойких сталей. Для обеспечения надежной работы железобетонных конструкций, работающих в условиях повышенных и высоких температур, наряду с общими конструктивными требованиями необходимо выполнение некоторых дополнительных. Например, толщина защитного слоя в конструкциях из обычного бетона, эксплуатируемых при $t > 100^\circ\text{C}$, увеличивается на 5 мм и должна быть не менее 1,5d арматуры, диаметр продольной растянутой и сжатой арматуры не должен превышать при температуре арматуры до 100°C — 28 мм, 100...200°C — 25 мм, 200... 300 °С — 20 мм. При температурах выше 400 °С рабочую арматуру устанавливают с ненагреваемой стороны. При проектировании железобетонных конструкций, предназначенных для эксплуатации при длительном действии низких температур, следует учитывать свойство хладноломкости стержневой арматуры, определяемое классом арматуры, маркой стали, способом ее выплавки (что следует оговаривать в проектах). Для железобетонных конструкций, эксплуатируемых в условиях низких температур, устанавливают класс бетона по прочности и марку по морозостойкости, а при необходимости и по водонепроницаемости. Для конструкций, предназначенных к эксплуатации при положительных температурах, но оказывающихся во время строительства в условиях низких отрицательных температур (—40 °С), следует в случае применения в них арматуры, допускаемой к использованию только в отапливаемых помещениях, предусматривать в проекте временные ограничения по загрузке внешней нагрузкой. При проектировании конструкций зданий и сооружений различного назначения следует учитывать воздействие агрессивной среды, которое вызывает коррозию бетона или стальной арматуры. Агрессивная среда бывает газообразной, жидкой или твердой. По степени воздействия на железобетонную конструкцию агрессивность среды может быть слабой, средней, сильной (разрушающей). В зависимости от условий эксплуатации конструкции — влажности, температуры и т. п. — одна и та же среда оказывает агрессивное воздействие различной степени. Агрессивная среда в виде газа, паров, кислот, паров воды, туманов оказывает воздействие, степень и характер которого зависят от состава среды, влажности и температуры. Жидкая агрессивная среда оказывает воздействие, которое зависит от химического состава, температуры, скорости притока к поверхности конструкции, а также от вида вяжущего и плотности бетона. Агрессивные свойства твердых тел (пыль и др.) проявляются в присутствии влаги и конденсата, растворяющего соли и образующего жидкие агрессивные среды. В последние годы в связи с освоением новых регионов, расположенных в южной части страны, возникла необходимость возведения зданий и сооружений из железобетона в районах с сухим и жарким климатом. Под сухим и жарким климатом понимают метеорологические условия, характеризующиеся знойным летом продолжительностью более 100 сут в году со средней максимальной температурой наружного воздуха наиболее жаркого месяца 29°C и более при средней месячной относительной влажности наружного воздуха менее 40%. В отличие от рассмотренных ранее условий работы конструкций, изготовляемых в нормальных условиях, влияние сухого и жаркого климата должно быть учтено уже на стадии приготовления, укладки и ухода за бетоном.