

1. ОБЩИЕ СВЕДЕНИЯ О СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЯХ, СТАНОВЛЕНИЕ И РАЗВИТИЕ МЕТОДОВ ИХ РАСЧЕТА. НОРМАТИВНАЯ БАЗА ДЛЯ ПРОЕКТИРОВАНИЯ НЕСУЩИХ КОНСТРУКЦИЙ

Настоящий курс лекций базируется в большей части на материалах, изложенных в книге [1]. Термином "строительная наука" обычно объединяют всю совокупность знаний, связанных с проектированием и возведением зданий и сооружений. Трудно назвать такие области современной науки, как фундаментальной, так и прикладной, которые бы не использовали строители. Физика и химия, математика и экономика, геология и климатология, геодезия и материаловедение, механика и проективная геометрия - таков далеко не полный перечень научных отраслей, обслуживающих строительство. Следовательно, развитие строительной науки неразрывно связано с развитием науки вообще. Здесь нет возможности отразить все этапы развития науки - эти вопросы детально изложены в многочисленных трудах, посвященных истории науки и техники. Остановимся лишь на развитии науки о прочности строительных конструкций.

1.1 Общие сведения о строительных конструкциях

1.1.1 Конструктивно-планировочные параметры здания с соблюдением единой модульной системы и рекомендованными значениями укрупненных модулей

Согласно ГОСТ 28984—91 *модуль* — это условная линейная единица измерения, применяемая для координации размеров зданий и сооружений, их элементов, строительных конструкций, изделий, элементов и оборудования. *Основной модуль* — модуль, принятый за основу для назначения других, производных от него модулей.

Суть модульной системы координации размеров в строительстве

(МКРС) состоит в том, что все размеры объемно-планировочных конструктивных и других элементов зданий и сооружений должны быть кратны модулю, названному основным, — размеру, принятому за основу для назначения других, производных от него модулей. При назначении размеров и расположения элементов необходимо наряду с функциональной и экономической целесообразностью принимаемых решений обеспечивать ограничение числа типоразмеров строительных изделий.

За величину основного модуля, обозначенного M , принят размер 100 мм. Помимо основного вводятся также *производные модули*: укрупненные (мультимодули) и дробные (субмодули). Укрупненные модули: $60M$ (6000 мм); $30M$; $12M$; $6M$ (600мм); $3M$; $2M$ (200 мм). Дробные модули: $1/2M$ (50 мм); $1/5M$ (20мм); $1/10M$ (10 мм); $1/20M$ (5 мм); $1/50M$ (2 мм); $1/100M$ (1 мм).

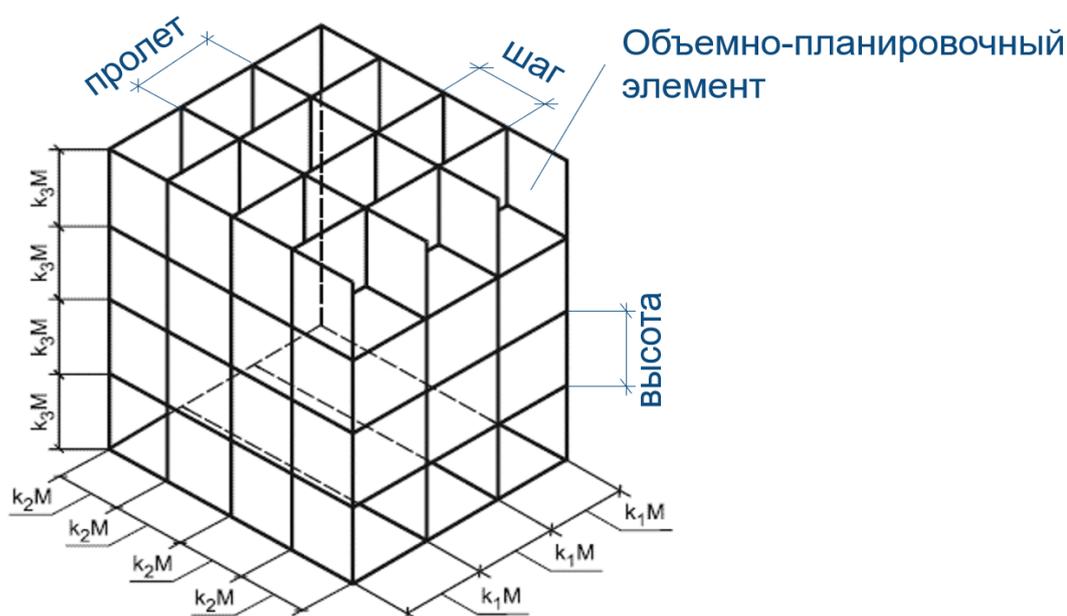


Рис. 1.1. Пространственная модульная сетка

Назначение производных модулей — ограничить количество применяемых или в случае необходимости допускаемых размеров при проектировании, что повышает степень унификации геометрических параметров. Укрупненные модули нужны для назначения объемно-планировочных параметров основных элементов зданий (ширины, длины, шага, пролета) и крупных конструкций. При этом руководствуются такими

правилами: чем больше величина параметра основного элемента здания, тем больше величина укрупненного модуля. В жилищном строительстве принят укрупненный планировочный модуль — 6М (600 мм).

Дробные модули также способствуют ограничениям при назначении размеров относительно небольших конструктивных элементов — толщин плитных и листовых материалов, при координации этих размеров между собой. Применение МКРС в первую очередь осуществляется при установлении размеров между координационными осями зданий и сооружений.

Координационными осями называются линии, проходящие по основным несущим конструкциям здания или сооружения (наружные и внутренние капитальные стены, колонны). Эти оси в начале строительства выносят на местность. Вынесение осей на местность называется *разбивкой здания*.

Координационные оси зданий и сооружений наносят на чертеж тонкими штрихпунктирными линиями, которые заканчиваются кружками диаметром 6—12 мм. Следует отметить, что координационные оси наносятся на все изображения, присутствующие на строительных и архитектурных чертежах: фасады, планы этажей и подвалов, продольные и поперечные разрезы здания, разрезы по стене и отдельные узлы. Делается это для того, чтобы как можно быстрее определить место расположения фасада, плана, разреза или узла по отношению друг к другу. Отсутствие на чертежах разбивочных координационных осей чрезвычайно затрудняет восприятие проекта целиком и места расположения отдельных частей здания, в частности делает это просто невозможным при рассмотрении сложных архитектурных ансамблей.

Расстояние между разбивочными осями конструкции, кратными единому или укрупненному модулю (за исключением расстояния между стенами из кирпича или мелких блоков), называется *координационным размером*.

Расстояние в плане между координационными осями здания в направлении, соответствующем расположению основной несущей конструкции перекрытия или покрытия, называется *пролетом*. Расстояние в плане между

координационными осями в другом направлении называется *шагом*. Шаг и пролет — элементы модульной пространственной системы — *координатного пространства* — системы модульных или координатных плоскостей, членящих здание на объемно-пространственные элементы. Так называют часть объема здания с размерами, равными высоте этажа, пролету и шагу. *Планировочным элементом* называется горизонтальная проекция объемно-планировочного элемента. Соответственно координационные оси — горизонтальные проекции вертикальных координационных плоскостей. Координационные оси называют также разбивочными осями: этимология этого традиционного термина — разбивка осей на площадке перед началом строительства. Систему модульных разбивочных осей упрощенно называют еще сеткой осей. Их обозначают кружками и маркируют: *продольные оси* — буквами, *поперечные* — цифрами. МКРС устанавливает три типа размеров для объемно-планировочных и конструктивных элементов здания:

- основные координационные размеры — модульные размеры шагов и высот этажей: пролет, шаг, высота этажей;
- координационные размеры элементов, отличающиеся дополнительными размерами основных координационных размеров;
- конструктивные размеры элементов. При этом номинальные размеры этих элементов учитывают зазор, необходимый для установки элементов в проектное положение.

1.1.2 Бетонные и каменные конструкции. Конструкции из дерева и пластмасс. Металлические конструкции. Комбинированные и композитные конструкции: железобетонные, армокаменные, металлодеревянные

Любое здание представляет собой сочетание различных частей, таких как фундаменты, стены, перекрытия. Все они получили название строительных конструкций. Строительная конструкция — часть здания, сооружения (или

сооружение в целом), состоящая из элементов, взаимно связанных процессом строительного-монтажных работ или же функциональным назначением (рис. 1.2).

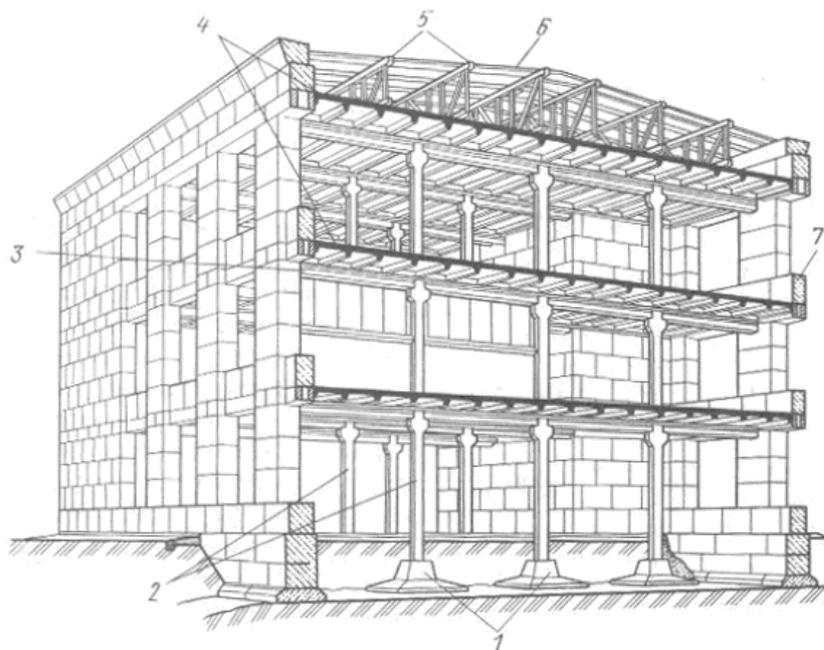


Рис. 1.2. Строительные конструкции здания

Например, рама многоэтажного здания (конструкция) состоит из фундаментов 1, стоек 2 и ригелей 3 (элементы). Конструкция покрытия в качестве элементов содержит плиты покрытия и стропила – фермы 5, балки, прогоны 6. Рама связана с наружными стенами 7. В свою очередь, стропильная ферма может быть представлена как конструкция, включающая в себя элементы верхнего и нижнего пояса, стойки и раскосы. Иногда строительными конструкциями называют изделия, заранее изготовленные на заводах или полигонах и перевозимые к месту постройки, где в процессе монтажа входят в состав возводимого объекта.

За многовековую историю цивилизации созданы самые разнообразные виды строительных конструкций, различающихся по назначению, применяемым материалам, конструктивному оформлению и по другим параметрам.

По функциональному назначению конструкции подразделяют на несущие и ограждающие.

Несущие строительные конструкции предназначены для восприятия различных нагрузок и воздействий, чтобы обеспечить надежную эксплуатацию

здания (сооружения) в течение определенного, заранее обусловленного срока службы. Ограждающие конструкции предназначены для изоляции внутренних объемов (помещений) здания от неблагоприятных воздействий внешней среды или для изоляции одних помещений от других, чтобы обеспечить комфортные условия для жизнедеятельности человека. Под неблагоприятными обычно понимают тепловые, влажностные, звуковые, световые и другие воздействия,

Помимо указанных, конструкции могут быть также совмещенными, выполняющими как несущие, так и ограждающие функции.

Следует заметить, что в чистом виде ограждающие конструкций встречаются довольно редко, поскольку большинство из них в той или иной степени воспринимают нагрузки (хотя бы от собственного веса), по этому многие осаждающие конструкции правильнее относить к совмещенным конструкциям. Каково бы ни было назначение конструкций, их необходимо изготовить из определенных материалов. При возведении зданий используют самые разнообразные по назначению материалы: изоляционные, отделочные и др.

Одними из важнейших следует считать конструкционные материалы. Конструкционными называют материалы, из которых изготавливают элементы и детали конструкций, воспринимающих силовые воздействия, т.е. несущих или же совмещенных конструкций. Определяющие параметры конструкционных материалов – их механические свойства, поведение материалов при механических воздействиях. Основные критерии качества конструкционных материалов включают в себя параметры сопротивления внешним нагрузкам: прочность, деформативность, надежность и др.

В соответствии с назначением конструкций, а также с учетом действующих на них нагрузок применяют такие конструкционные материалы, прочностные и деформативные характеристики которых в наибольшее степени отвечают характеру работы конструкций. По применяемым материалам различают следующие виды конструкций.

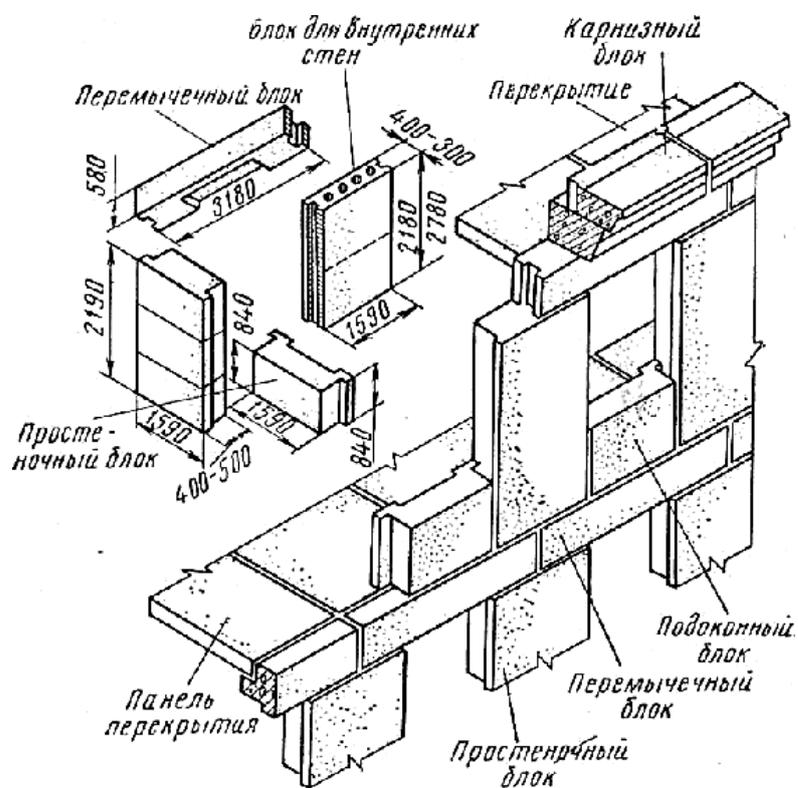
1. *Каменные конструкции.* Известны с древнейших времен. Это части зданий и сооружений, выполненные из каменной кладки, состоящей из природных или искусственных камней и строительного раствора. Сначала для кладки использовали природные необработанные камни, укладываемые "насухо" (без раствора), затем - большие тесаные камни из гранита, известняка и др. С развитием общества вместо крупноразмерных тяжелых камней стали применять небольшие, удобные для ручной кладки грубо обколотые и тесаные камни, используя для связывания их в единое целое различные строительные растворы (глиняные, гипсовые, известковые). Несколько тысячелетий назад в странах с сухим жарким климатом для кладки стали использовать искусственные, камни: грубо отформованные необожженные глиняные блоки, затем кирпич-сырец и наконец, обожженный кирпич. В настоящее время для каменных конструкций применяют три вида камней (по размерам):

- кирпич, его размеры и вес удобны для укладки одной рукой;
- камни обыкновенные - более крупные изделия, но допускающие укладку их вручную (рис. 1,3 а);
- крупные блоки - изделия, требующие машин и механизмов для их укладки или монтажа (рис. 1,3 б).

Чаще всего каменные конструкции применяют в качестве стен (ограждающие или совмещенные элементы зданий), реже - в виде столбов (несущие конструкции).

№	Наименование	Фото
1	Кирпич полнотелый одинарный (печной), М150	
2	Кирпич полнотелый полуторный, М150-200	
3	Кирпич рядовой керамический полуторный, М125-150	
4	Камень керамический крупноформатный 10,7 НФ, М100-125	
5	Камень керамический крупноформатный 2,1 НФ, М100-125	
6	Камень керамический крупноформатный 8,3 НФ, М100-125	
7	Камень керамический крупноформатный 14,3 НФ, М100-125	

a)



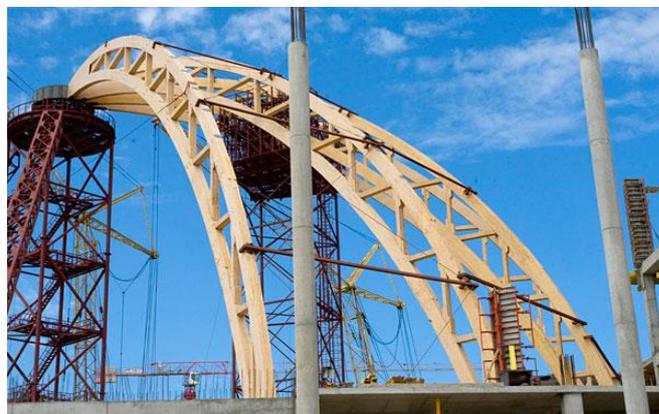
б)

Рис. 1.3. Изделия для несущих и ограждающих конструкций здания

• 2. *Деревянные конструкции.* Древесина - сравнительно твердый и прочный волокнистый материал природного происхождения. Деревянные конструкции известны с глубокой древности. Древесину применяют как для ограждающих конструкций (стены, кровли), так и для несущих (те же стены, перекрытия). Для изготовления деревянных конструкций используют и неотесанные бревна, брусья прямоугольного сечения и доски. В последнее время все более широкое применение находят клееные деревянные конструкции. Этот вид конструкций логичнее называть конструкциями из материалов растительного происхождения, включив сюда и такие используемые в строительстве материалы, как бамбук, камыш (рис. 1.4) и др.



а)



б)



в)

Рис. 1.4. Примеры конструкций из дерева (а, б, в)

Достоинства:

- древесина обладает высокой прочностью;
- пористое строение древесины придает ей высокие теплоизоляционные свойства;
- древесина хорошо сопротивляется действию кислот и газов;
- возможность быстрого соединения деталей из древесины;
- деревянные конструкции можно изготавливать и собирать в любое время года.

Недостатки:

- древесина способна гореть, что обуславливает ее легкую возгораемость;
- для древесины характерна неравномерность свойств;
- древесина обладает гигроскопичностью.

В современном строительстве находят применение 2 основных типа деревянных конструкций:

- конструкции из цельной древесины, изготавливаемые без применения клея, с элементами из брусьев и досок и податливыми соединениями на нагелях и гвоздях (например, металло-деревянные треугольные сегментные фермы, составные балки и др.)
- клеёные конструкции, имеющие в своем составе деревянные клеёные элементы заводского изготовления

Изделия из цельной древесины преимущественно применяются в качестве элементов срубов и стоечно-балочных стержневых несущих систем в малоэтажном строительстве, а также элементов деревянных и комбинированных (металлодеревянных) стержневых конструкций: стоек, балок (в т.ч. составных на механических связях), ферм, арок.

Для изготовления деревянных конструкций используют пиломатериалы (доски), как правило, хвойных пород толщиной не более 5 см (для гнутых элементов – не более 4 см) с влажностью 10-12% ГОСТ 7016-75 и ГОСТ 16588-71*, и фанеру преимущественно марки ФСФ, сорта В/ВВ толщиной 8-15 мм.

Эффективность применения клееных деревянных конструкций:

- Применяемые для жилищного строительства клееные балки двутавровых сечений дают от 20 до 30% экономии в расходе лесоматериалов и сокращение их стоимости на 7-10%.
- Для изготовления клееных балок больших поперечных сечений и длин из обычных и маломерных лесоматериалов можно использовать до 30% леса пониженного качества.
- Клееные балки дают возможность перекрывать пролеты в 7 м и более.
- При склеивании соединяемые доски можно располагать таким образом, чтобы имеющиеся в них пороки и сучки лишь в минимальной степени влияли на прочность балки. Недопустимые же пороки могут вовсе быть вырезаны из досок, поскольку путем стыкования «на ус» можно полностью восстановить рабочее сечение даже растянутого пояса балки.

3. *Металлические конструкции.* Для строительных металлических конструкций в основном используется сталь и значительно реже – алюминиевые сплавы.

Сталь - сплав железа с углеродом (и другими элементами), содержащий не менее 45 % железа и в котором содержание углерода находится в диапазоне от 0,02 до 2,14 %, причём содержанию от 0,6 % до 2,14 % соответствует высокоуглеродистая сталь.

Отдельные случаи применения металлических затяжек каменных сводов и арок в перекрытиях храмов отмечены в XVII веке. В XVIII в. начали возводить первые чугунные мосты в Англии, затем металл (железо) используют для устройства несущих каркасов промышленных зданий. С XIX века металл становится одним из основных материалов для несущих конструкций зданий и сооружений. Металл в строительстве применяют как в виде прокатных профилей (уголки, двутавры, швеллеры), так и листовой металл различной толщины.

Кроме стальных конструкций (рис. 1.5, а), сюда относят также алюминиевые конструкции (рис. 1.5, б), хотя область и объем их применения в строительстве очень малы по сравнению со стальными.



а)



б)

Рис. 1.5. Примеры конструкций из стали (а) и алюминия (б)

Достоинства:

- Надёжность работы, обусловленная однородностью структуры стали;
- Высокая прочность при относительно небольшой собственной массе;
- Высокая индустриальность, удобство изготовления и усиления;
- Непроницаемость для жидкостей и газов;

Недостатки:

- Подверженность коррозии;
- Низкая огнестойкость, необходимость устройства огнезащиты;
- Высокая стоимость.

Области применения металлических конструкций

- Каркасы промышленных зданий – одноэтажных (ОПЗ) и многоэтажных (МПЗ),
- Каркасы многоэтажных и высотных гражданских зданий,
- Большепролётные покрытия зданий и сооружений (рынки, ангары и др.),
- Мосты, эстакады,
- Башни и мачты,
- Резервуары,
- Конструкции подъёмно-транспортного оборудования (краны).

Эффективность применения стальных конструкций повышается с увеличением пролётов, высоты сооружений и возрастанием нагрузок на них.

4. Комплексные (композитные) конструкции. Отличительный признак данных конструкций - использование для их изготовления не менее двух разнородных материалов. Здесь можно отметить следующие виды конструкций:

- железобетонные (бетон + металл);
- армокаменные (каменная кладка + металл);
- деревометаллические (дерево + металл).

Наибольшее распространение из них в строительстве получили железобетонные конструкции. Железобетон стали применять сравнительно недавно — первые шаги по его применению в строительстве сделаны чуть более ста лет назад. Но в XX столетии железобетон прочно и уверенно занял лидирующее положение среди конструкционных строительных материалов.

Другие комплексные конструкции также находят применение в практике строительства, но их доля в общем объеме конструкций невелика. Следует упомянуть и другие материалы для конструкций (асбестоцемент, полимеры), но их применение в строительстве весьма ограничено

Таким образом, в настоящее время основными строительными материалами стали: каменная кладка, дерево, металл (сталь), бетон и железобетон. Каждый из этих материалов имеет свою рациональную область применения в соответствии с их свойствами и условиями окружающей среды. Представляет интерес сравнительное использование основных строительных материалов в промышленно развитых странах. Такие сведения за 1980 год (за последующие годы данные отсутствуют) представлены в табл. 1.1.

Если же сравнивать основные конструкции по стоимости, то, например за 1985 год их доля в нашей стране составляла:

- бетонные и железобетонные конструкции 75%;
- металлические конструкции 15%;
- каменные и армокаменные конструкции 7%;
- деревянные конструкций 3%.

Таблица 1.1

Применение конструкционных материалов в капитальном строительстве в
последней четверти XX века

Наименование материала	Доля материала по массе в % для стран				
	США	Великобритания	Германия	Франция	СССР
Бетон и железобетон	58	67	64	79	71
Бетонные камни	22	9	19	8	3
Кирпич	3	16	10	4	19
Сталь	4	3	3	2	2
Дерево	13	5	4	7	5

Приведенные сведения подтверждают справедливость утверждения, что нынешнее столетие – век стали и бетона. Конечно, это обусловлено в первую очередь свойствами указанных материалов. Вместе с тем картина будет не

полной, если не рассмотреть один из важнейших аспектов – энергозатраты на производство материалов.

Бетон – это искусственный каменный материал, полученный в результате затвердевания рационально подобранной, однородно перемешанной и тщательно уплотненной смеси вяжущего, заполнителя, затворителя и добавок, которая до затвердевания называется бетонной смесью (рис. 1.6).

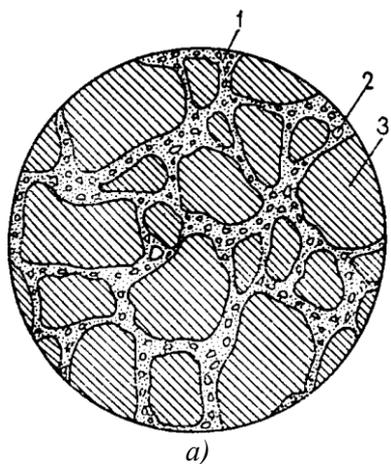


Рис. 1.6. Бетон: а) схема структуры затвердевшего бетона; подача бетонной смеси

1 - цементный камень, 2 – песок, 3 - щебень

Арматура – совокупность соединённых между собой элементов, которые при совместной работе с бетоном в железобетонных элементах воспринимают растягивающие напряжения, а также могут служить усилением бетона в сжатой зоне (рис. 1.7).

По изгибной жесткости арматура делится на жесткую (из прокатных профилей), используемую в сталежелезобетонных конструкциях, и гибкую – в виде отдельных стержней и арматурной проволоки. В зависимости от технологии изготовления различают стержневую (горячекатанную) и проволочную (холонодеформированную) гибкую арматуру, а также канаты.

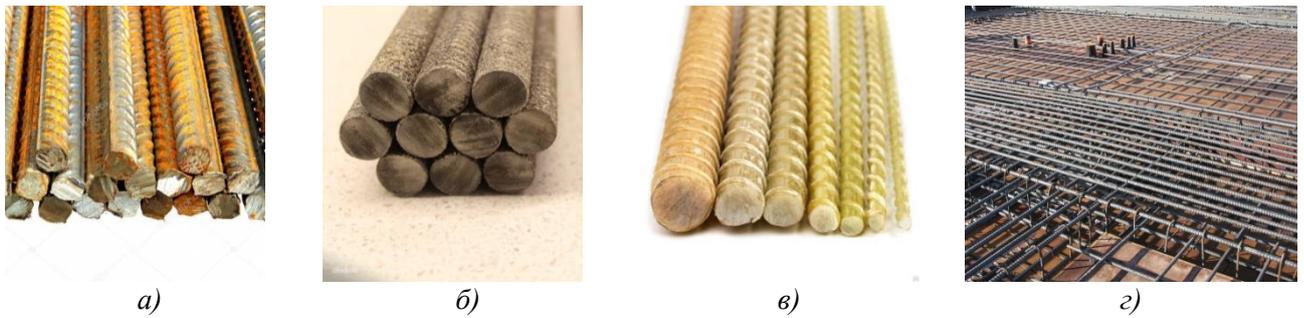


Рис. 1.7. Арматура: а) стальная, б) базальтовая, в) стеклопластиковая, г) арматурный каркас плиты перекрытия перед заливкой бетоном

Скольжение арматуры в бетоне не происходит из-за **сцепления**. На сцепление влияют зацепление выступов на поверхности арматуры, силы трения по поверхности контакта (под влиянием усадки), склеивание арматуры с бетоном (благодаря клеящей способности цементного геля).

Железобетон – это композиционный материал, состоящий из бетона и рационально подобранной гибкой стальной арматуры. Бетон при этом воспринимает сжимающие усилия, а арматура растягивающие. Конструкции из бетона и жесткой стальной арматуры относятся к сталежелезобетонным.

Железобетонные конструкции по технологии их изготовления делятся на *сборные, монолитные и сборно-монолитные*. Средняя плотность тяжелого железобетона – 2500 кг/куб.м. При значительном содержании арматуры (более 3 %), а также для легких бетонов средняя плотность определяется как сумма масс бетона и арматуры в 1 кубическом метре конструкции.

Преимущества монолитного железобетона:

- нет необходимости в заводах по производству ж/б конструкций
- разнообразие форм конструкций
- отсутствие стыков и, за счет этого, большая жесткость каркаса
- более высокий уровень безопасности при аварийных воздействиях

Недостатки монолитного железобетона:

- низкий уровень автоматизации работ
- увеличение срока производства работ на строительной площадке
- более низкое, как правило, качество уплотнения бетонной смеси и т.д.

Преимущества сборного железобетона:

- снижение сроков производства работ на строительной площадке
- более высокая автоматизация производства
- возможность использования предварительного напряжения

Недостатки сборного железобетона::

- ограничения в объемно-планировочных решениях возводимых зданий
- наличие стыков, обладающих повышенной деформативностью
- меньший уровень конструктивной безопасности при аварийных воздействиях
- более низкое сопротивление теплопередаче из-за наличия наружных стыков
- коррозия закладных деталей и соединений при нарушении герметизации стыков

Предварительное напряжение железобетона – это искусственно созданные сжимающие напряжения в бетоне путем натяжения высокопрочной арматуры (рис. 1.8). Предварительное напряжение создается до начала эксплуатации конструкции на этапе ее изготовления.

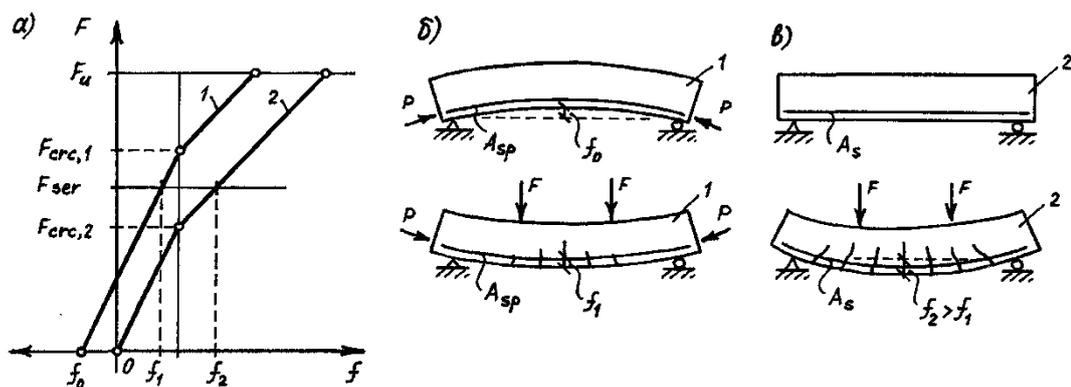


Рис. 1.8. Диаграмма «нагрузка F – прогиб f »: 1 – предварительно напряженная балка, 2 – балка без предварительного напряжения

Предварительное напряжение само по себе не влияет на прочность конструкций, но повышает жесткость и трещиностойкость, позволяет эффективно применять высокопрочную арматуру (рис. 1.8).

Выделяют два способа создания предварительного напряжения: натяжение арматуры на упоры и натяжение на бетон (рис. 1.9). Натяжение на упоры осуществляется в заводских условиях до подачи бетонной смеси. Способы натяжения арматуры на упоры: механический (с использованием домкратов), электротермический (используется свойство стали расширяться при нагревании путем пропускания переменного электрического тока). При натяжении на бетон используется механический способ.



а)



б)

Рис. 1.9. Способы натяжения арматуры: а) натяжение арматуры на упоры; б) натяжение арматуры на упоры

Наиболее распространенные области применения железобетона:

- Жилые и общественные здания
- Спортивные сооружения – крытые стадионы, плавательные бассейны, трибуны открытых стадионов
- Объекты транспортной инфраструктуры – мосты, эстакады, здания вокзалов
- Объекты гидротехнического строительства – плотины, шлюзы, набережные, здания ГЭС
- Промышленные одноэтажные и многоэтажные здания
- Инженерные сооружения

1.1.3 Основные типы несущих строительных конструкций: балки, рамы, фермы, арки, своды, купола, оболочки складки

Рассмотрим вопрос классификации строительных конструкций. В зависимости от характера действующих нагрузок, а также от применяемых материалов строительные конструкции могут иметь самые разнообразные формы. Не вдаваясь в анализ этих форм, рассмотрим классификацию конструктивных элементов по чисто геометрическим признакам, не упуская из виду их возможное напряженное состояние.

Нитеобразные элементы (нити) - очень гибкие элементы, длина которых с 100 и более раз превышает размеры поперечного сечения. Это элементы висячих систем — ванты, тросы, растяжки. Нити могут воспринимать только растягивающие напряжения.

Стержневые элементы - прямолинейные или криволинейные элементы, длина которых примерно в 10-20 раз превышает два других размера - высоту и ширину сечения или его диаметр. К этой категории относят балки, стойки, элементы рамных систем, арок, ферм и др. Стержни могут испытывать изгиб (балки), сжатие (стойки, колонны), растяжение (нижние пояса ферм) или же сочетание различных усилий - сжатие с изгибом, изгиб с кручением и другие.

Плоскостные элементы - расположенные в одной плоскости элементы, у которых один размер - толщина или высота сечения значительно, в 20-40. раз меньше, чем длина и ширина. Сюда относят стены, плоские плиты перекрытий, балки-стенки и другие. Могут испытывать изгиб (плиты), центральное или внецентренное сжатие (стены) или же находиться в условиях сложного напряженного состояния (балки-стенки, складки и др.).

Пространственные конструкции - тела, ограниченные, как правило, двумя криволинейными поверхностями, расстояние между которыми (толщина) значительно меньше двух других характерных размеров. К этой категории конструкций относят оболочки разнообразного очертания: цилиндрические оболочки, своды, купола и др. Ввиду малой толщины оболочки воспринимают в основном сжимающие или растягивающие усилия, хотя в них могут возникать и

компоненты изгибного состояния.

Массивные конструкции - тела, у которых все три характерных размера (длина, ширина, высота) - величины одного порядка - это фундаменты под мощное оборудование (например, под прокатные станы), гравитационные плотины др. Характерная особенность массивных конструкций - наличие объемного (трехосного) напряженного состояния.

Некоторые конструктивные решения известны с глубокой древности, другие появились относительно недавно. Представляет определенный интерес эволюция строительных конструкций от простейших решений до самых сложных.

Многие конструктивные решения человек позаимствовал у природы. Бревно, упавшее через ручей, случайные лесные завалы, пещеры помогли людям осознать полезность и возможность использования балочных перекрытий, стенового ограждения, изолированного помещения. Прежде всего появились постройки балочно-стоечной системы, состоящее из вертикальных (столбы, стены) и горизонтальных (балки, перекрытия) элементов. Формы природных сводов в пещерах подсказали идею сводчатых и арочных перекрытий. Лианы и их переплетения стали прообразом подвесных систем.

Конечно, появление тех или иных решений происходит весьма хаотично. Одни решения известны с глубокой древности, другие созданы в средние века, а многие появились в последние сто-двести лет. На этих схемах наглядно представлено, как из простейших конструктивных элементов могут быть получены более сложные конструкции и системы.

Различные типы стержневых конструкций приведены на рис. 1.10.

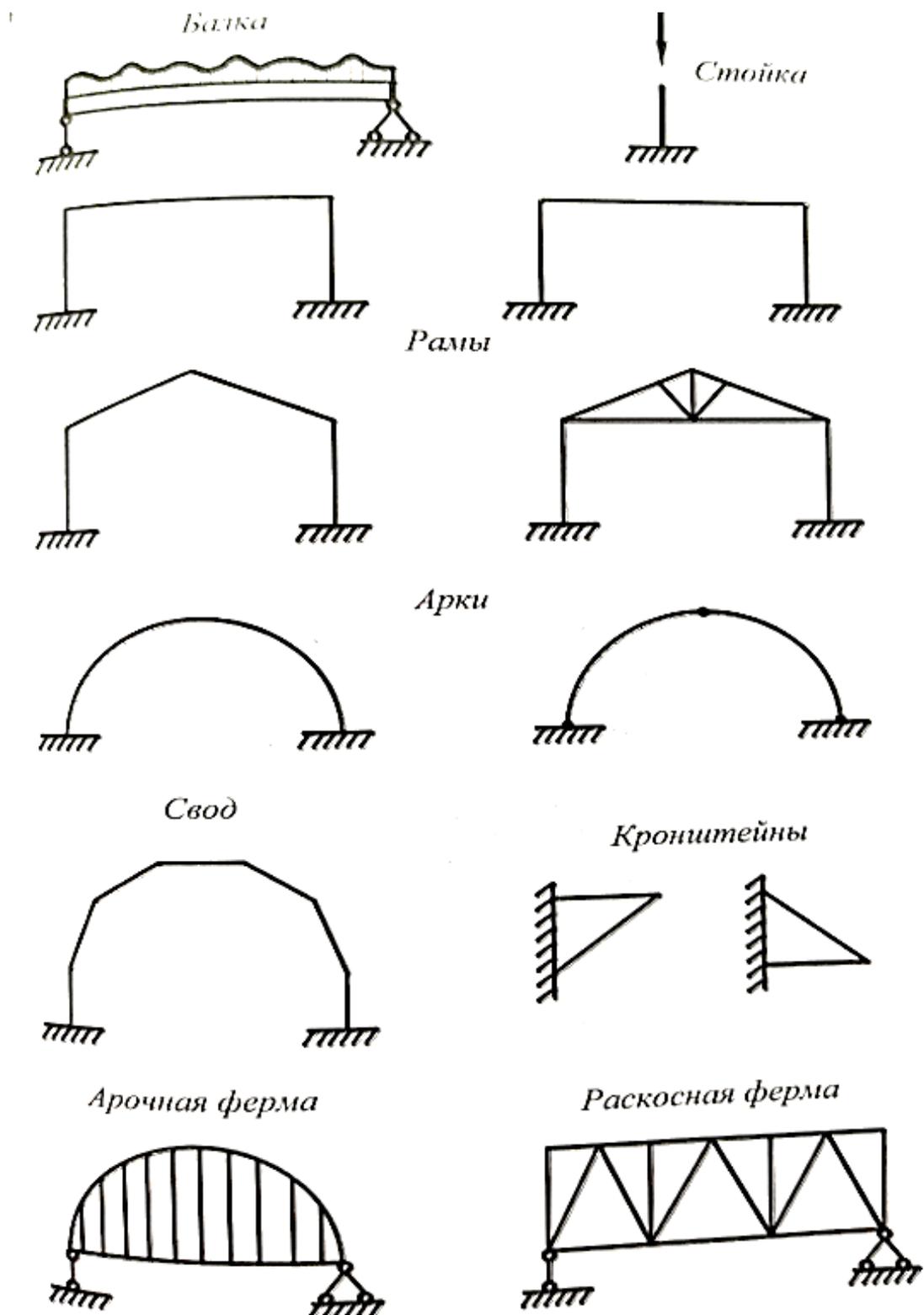


Рис. 1.10. Типы плоских стержневых строительных конструкций

Такие элементы, как сжатая стойка (колонна) и простая балка, известны с доисторических времен из этих элементов еще в Древнем мире создано основное конструктивное решение ордерной архитектуры - рама с шарнирным креплением горизонтального ригеля. Одновременно для перекрытия пролетов

начали использовать арочные и сводчатые конструкции. Интересно отметить, что стропильная конструкция в виде треугольной фермы появилась значительно позже в конце первого тысячелетия новой эры у народов Центральной и Восточной Европы, где основное развитие получает деревянное зодчество.

С началом промышленной революции и широким использованием в строительстве сначала металла, а затем и бетона, разработаны многочисленные конструкции с жесткими сопряжениями в узлах - жесткие рамы, как с прямыми, так и с наклонными ригелями, безшарнирные арки и др.

Нетрудно себе представить переход от рамы с жесткими узлами к безшарнирной арке: увеличивая количество прямых стержней уменьшающейся длины, в пределе получим арку. Строительство железобетонных мостов привело к разработке многочисленных типов ферм. Затем фермы стали применять при возведении промышленных зданий.

Аналогичные взаимосвязи можно проследить как для пространственных систем (см. рис. 1.11), так и для конструкций с нитями (см. рис. 1.12).

Перечислим в кратком изложении современные требования к конструкциям.

- Надежное сопротивление механическим воздействиям, чтобы обеспечить геометрическую неизменяемость здания (сооружения) и отсутствие отказа на весь период предусмотренного срока службы.
- Полное соответствие функциональному назначению здания и создание всех необходимых условий для нормальной жизнедеятельности человека.
- Соответствие эстетическим требованиям, вызывать удовлетворение приятным и нарядным видом сооружения.
- Максимальная экономичность, обеспечивая минимум затрат на изготовление конструкций, их транспортирование и монтаж, наименьшие эксплуатационные расходы.

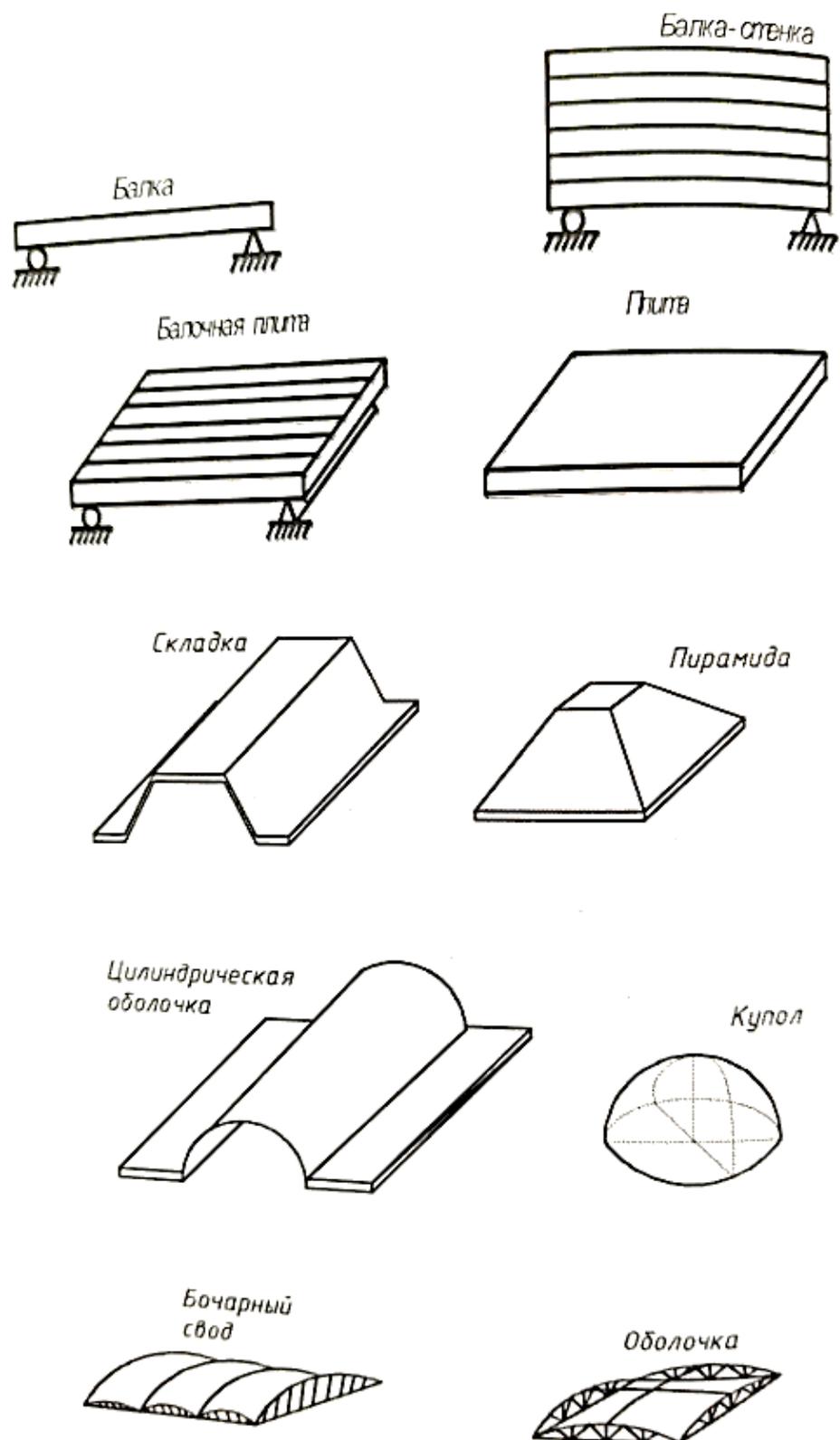


Рис. 1.11. Типы пространственных строительных конструкций

- Огнестойкость, т.е. сохранение прочностных и деформативных качеств при пожарах.
- Долговечность, т.е. сопротивление неблагоприятным воздействиям

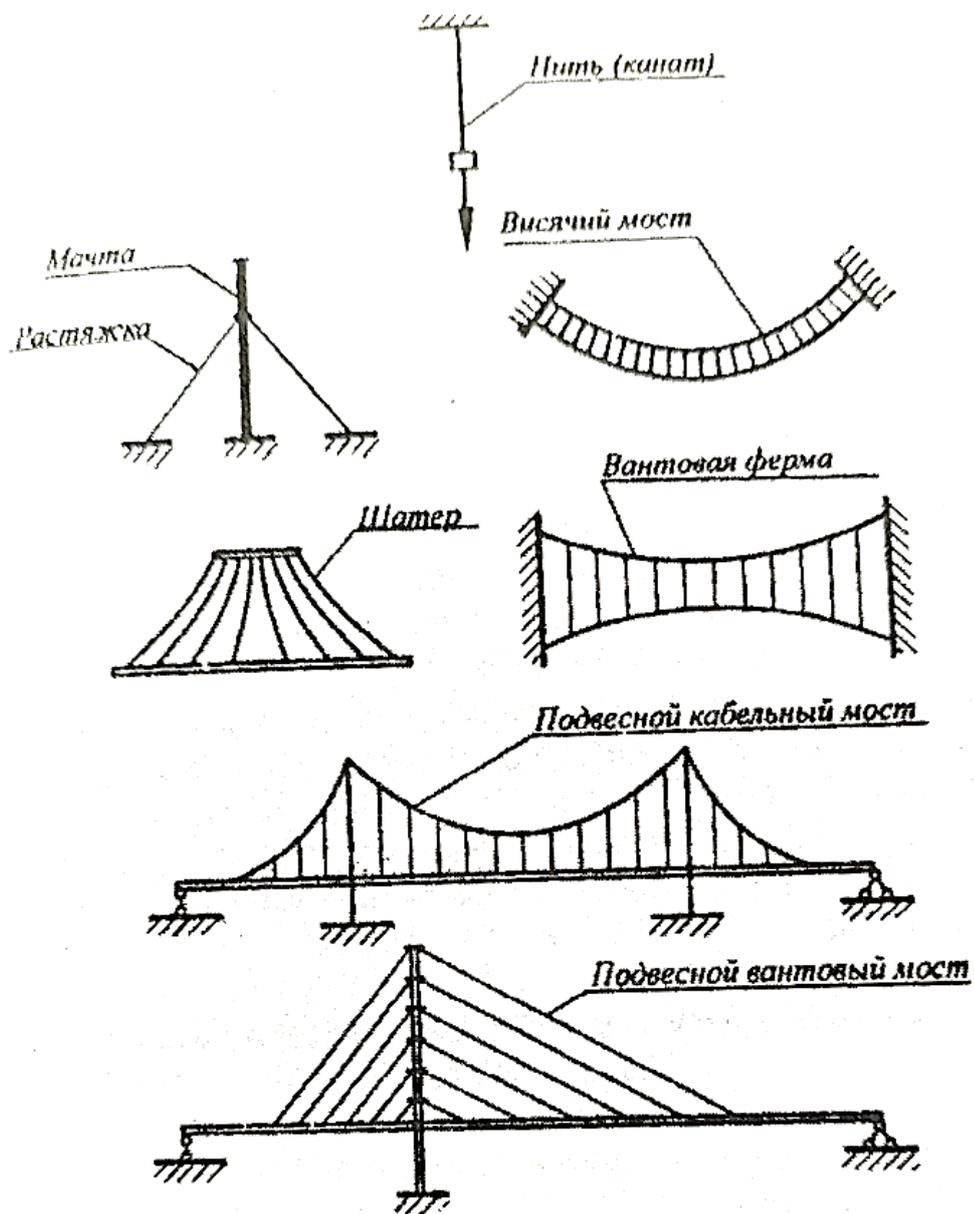


Рис. 1.12. Типы пространственных строительных конструкций

В определенных условиях к строительным конструкциям могут быть предъявлены и другие, специфические требования, например, по жаростойкости, огнеупорности, водонепроницаемости, сейсмостойкости и др. Очевидно, что полностью удовлетворить все эти требования невозможно. Лишь опыт проектировщика позволяет ему находить оптимальные решения, наиболее близкие к идеальным.

1.1.4 Основные способы соединения строительных конструкций в зависимости от конструктивной схемы здания. Виды соединений для конструкций из различных материалов.

Соединения стальных конструкций различаются: по разборности — разъемные и неразъемные; по способу изготовления — механические (соединения на заклепках или болтах) и молекулярные (сварные соединения).

Заклепки. Соединения на заклепках являются неразъемными. Горячая клепка несущих стальных деталей вышла из употребления. Для соединения листов используют заклепки с потайными головками.

Болты. Болты обеспечивают разборность соединения. В соединяемых деталях предварительно просверливают отверстия. Необработанные (черные) и точеные болты передают усилия с одного соединяемого элемента на другой за счет сил смятия и среза, поэтому их несущая способность зависит от диаметра стержня болта. Черные болты имеют грубые допуски и ставятся с зазором 1 мм между болтом и отверстием. Они не требуют особой точности при изготовлении. В соединении, имеющем несколько болтов, в начале нагружения не все болты одновременно вступают в работу, поэтому несущая способность соединения на черных болтах меньше, чем на точеных. Точеные болты ставят в отверстия без зазора (по DIN 7968 допуски h11 для стержня и H11 для отверстия), благодаря чему они обладают более высокой несущей способностью. Болты поставляются без покрытия, оцинкованные или кадмированные. Соединение на высокопрочных болтах основано на восприятии усилий сдвига силами трения. Болты стягивают соединяемые детали и создают между ними усилия, обеспечивающие трение. Соприкасающиеся поверхности элементов должны быть очищены от окалина, слоев ржавчины и краски. Налет ржавчины безвреден. Болты ставят в отверстия с зазорами ~ 2 мм, вследствие чего их стержни не соприкасаются со стенками отверстий. Для получения требуемых сил сжатия гайки закручивают гаечным ключом, действие которого

автоматически прерывается при достижении крутящего момента заданного значения.

Сварка. Сварка выполняется с подачей дополнительного металла электрода или без него за счет оплавления соединяемых деталей. В строительстве применяют следующие виды сварки. При газовой сварке необходимый разогрев производится газовым пламенем. В строительстве газовая сварка применяется редко. Сварка с помощью электрической дуги — наиболее распространенный способ соединения. При расплавлении электрода в зону сварки вносится дополнительный материал. Расплавленный металл должен быть защищен от попадания кислорода из воздуха. Соединение элементов на сварке показано на рис. 1.13.

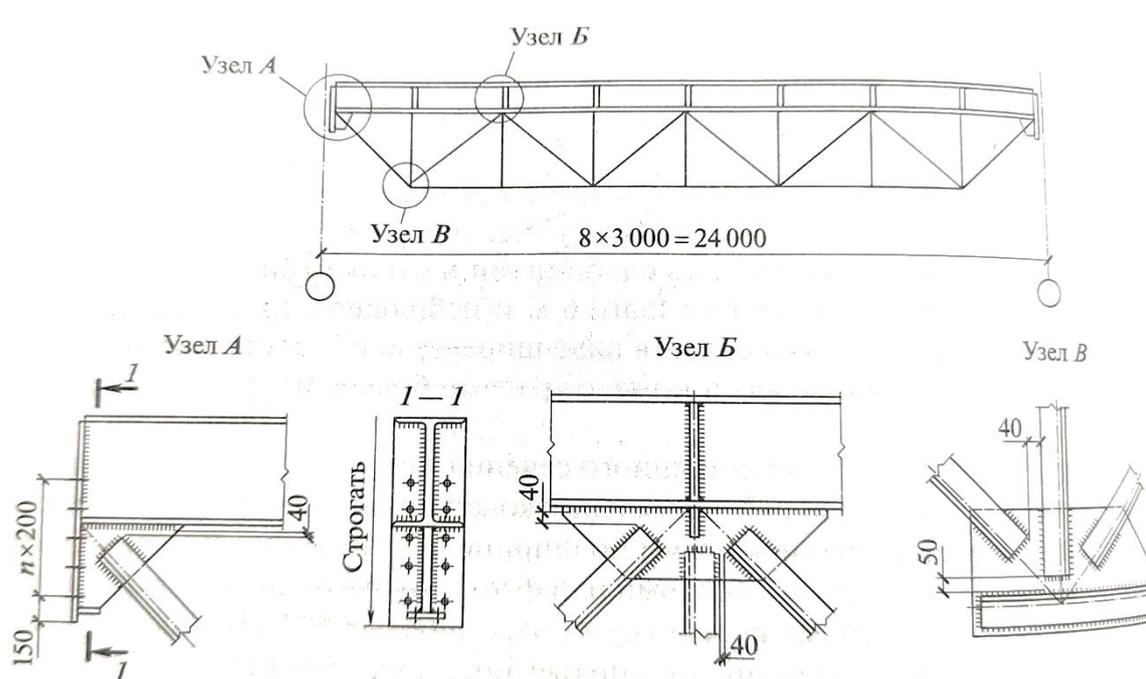


Рис. 1.13. Примеры соединения стальных конструкций на сварке

Соединения пластмасс. В механических соединениях тонколистовых материалов могут применяться следующие крепления: заклепки, самонарезающие винты, трубчатые заклепки. При присоединении тонколистовых материалов к массивным деревянным элементам используются нагели, болты, шурупы.

Благодаря сравнительно низкой термостойкости термопластмасс,

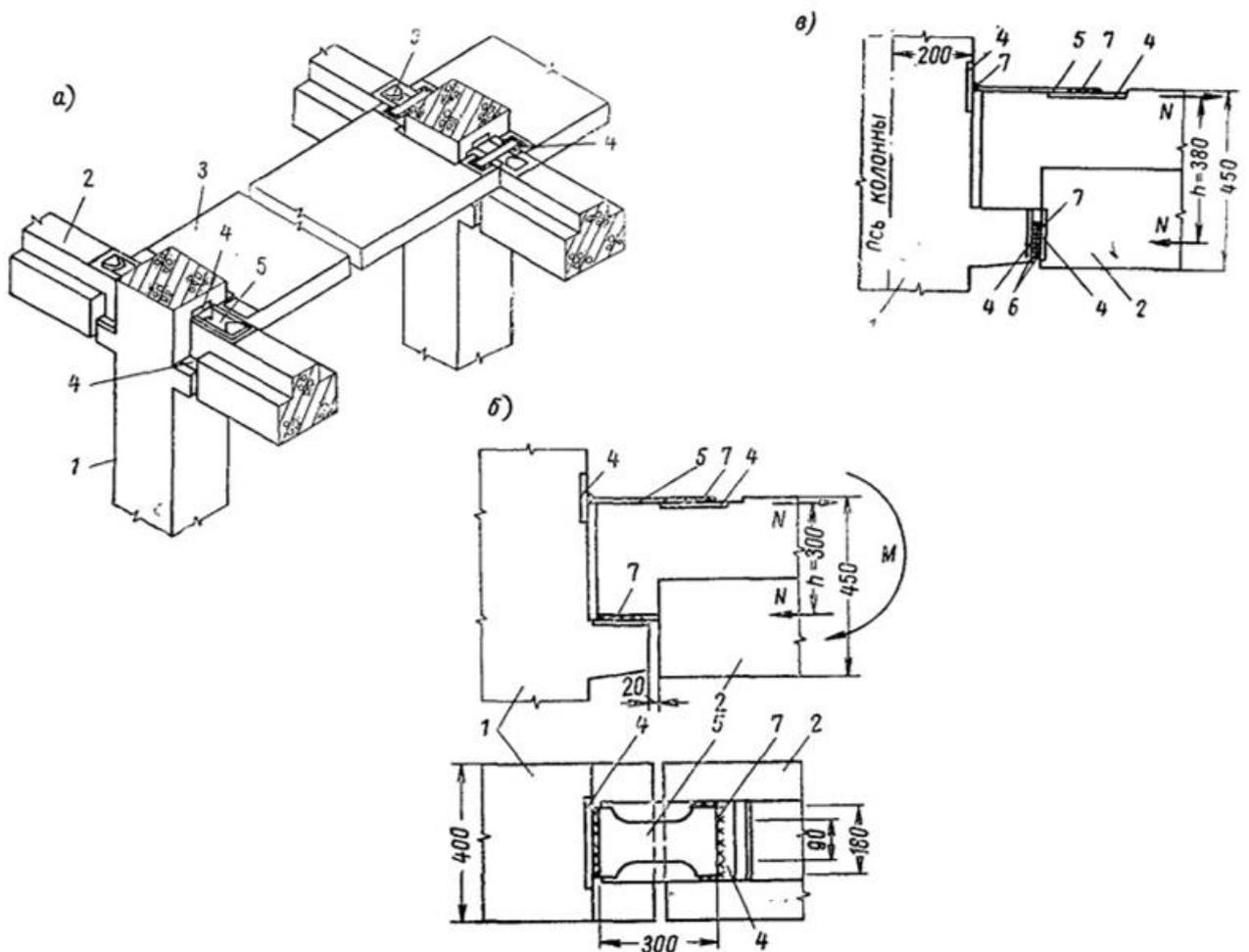
температура сварки у них невысока. Нагрев обычно совмещают с давлением, это дает возможность не доводить материал в месте стыка до полного расплавления, ограничиваясь только переходом его в вязкотекучее состояние. На практике применяются четыре способа сварки: воздушно-газовый, контактно-термический, токами высокой частоты, нагретым инструментом или присадочным материалом. Прочность сварных швов зависит от типа шва и способа сварки. Прочность стыковых швов на растяжение относительно прочности материала составляет: для жесткого винипласта — 75...90%, для оргстекла — 75...85%; на сжатие соответственно — 86...100% и 86...98%; на срез — 64...76% и 64...73%.

Для склеивания пластмасс применяются клеи, основанные на синтетических смолах. Склеивание элементов из высокопрочных стеклопластиков может производиться эпоксидными клеями на основе смол ЭД-5, ЭД-6. Соединение элементов светопрозрачных конструкций (панелей) из полиэфирного стеклопластика целесообразно выполнять на полиэфирных клеях. Для склеивания разнородных материалов, имеющих сильно отличающиеся коэффициенты расширения и усадки, а также модули упругости, пригодны эластичные высокопрочные каучуковые клеи, например, 88-Н.

Соединения железобетонных конструкций. Соединения первого типа - замоноличенные - отличаются тем, что промежутки между деталями в этом соединении заделывают раствором или бетоном. Так соединяют большинство железобетонных конструкций. Это стык колонны с фундаментом стаканного типа, стык между блоками стен подвала и т.п. Выполнять замоноличенные соединения сложнее, поскольку часто приходится устанавливать опалубку, потом необходимо выдерживать бетон или раствор в течение некоторого времени, пока они не наберут необходимую прочность. В зимний период для замоноличивания стыков приходится принимать дополнительные меры.

Наиболее сложны и трудоемки смешанные соединения железобетонных конструкций (рис. 1.14). В этом случае детали сначала соединяют сваркой или на

болтах, потом стык замоноличивают раствором или бетоном.



Конструкции узла опирания ригеля на колонну в унифицированном каркасе

a — общий вид узла; *б* — конструкция и расчетная схема узла; *в* — вариант узла с увеличенным плечом внутренней пары сил; 1 — колонна; 2 — ригель; 3 — настил-распорка; 4 — закладные детали; 5 — верхняя накладка; 6 — стальные клинья или стержни; 7 — сварные швы

Рис. 1.14. Примеры соединений железобетонных конструкций

Но до этого, чтобы предупредить коррозию закладных деталей, на них после сварки надо нанести антикоррозионное покрытие. Примеры таких соединений: стыки колонн, жесткие рамные узлы в многоэтажных зданиях. Есть смешанные соединения, в которых стыки после сварки или крепления на болтах выдерживают монтажные нагрузки еще до замоноличивания. При выполнении таких соединений монтаж можно не прерывать в ожидании набора прочности бетоном (раствором) замоноличивания.

Для строительных конструкций в монолитном исполнении узловые соединения выполняются путем бетонирования арматурных выпусков.

1.2. Прочность и деформативность материалов строительных конструкций

Для материалов основными параметрами сопротивления силовым воздействиям приняты нормативные сопротивления, R_n определяемые с учетом условий контроля качества и статистической изменчивости сопротивления. Это сопротивление применяется для расчетов по предельному состоянию второй группы. Группы предельных состояний рассмотрены в разделе 3 настоящего курса. Частное от деления нормативного сопротивления на коэффициент γ_m надежности по материалу представляет собой расчетное сопротивление этого материала, т.е.

$$R = R_n / \gamma_m. \quad (1.1)$$

Расчетное сопротивление материала R принимается для расчетов по первой группе предельных состояний всегда меньше величины нормативного сопротивления.

При значениях напряжений в стали, равных физическому или условному пределу текучести, ее работа сопровождается развитием значительных упругопластических деформаций без ее разрушения.

Поэтому в качестве критерия был выбран предел текучести и в нормах используется соответствующее значение нормативного сопротивления R_y .

Однако в некоторых случаях деформации не являются определяющими (листовые настилы, отдельные виды трубопроводов и резервуаров с равномерным распределением растягивающих напряжений) и в связи с этим в нормах проектирования также приводятся нормативные значения предела прочности R_u .

При многоцикловом нагружении реализуется усталостное разрушение материала конструкций. Расчет стальных конструкций на усталость базируется

на том, что усталостная прочность стали σ_v асимптотически приближается, но не снижается ниже некоторого предела усталости R_v .

Для сжатых и внецентренно сжатых элементов стальных конструкций потеря несущей способности может быть вызвана потерей устойчивости.

В механических соединениях элементов стальных конструкций, а также стенки изгибаемых стальных элементов (балок) в приопорной зоне или непосредственно под местом приложения больших сосредоточенных нагрузок сопротивляются действию касательных напряжений (срезу). Сопротивление срезу нормируется величиной $R_s = 0.58R_y$.

Особенности действительной работы стальных конструкций, не отражаемые в расчете непосредственно, учитываются системой коэффициентов условий работы:

- упрощенной расчетной модели при проверке общей устойчивости сплошных балок ($\gamma_c=0,90$)
- воздействия больших постоянных и длительно действующих нагрузок в колоннах общественных зданий и опорах водонапорных башен ($\gamma_c=0,95$)
- значительной недогруженности колонн в одноэтажных производственных зданиях, оборудованных мостовыми кранами ($\gamma_c=1,05$)
- неравномерной работы болтов в многоболтовых соединениях ($\gamma_b=0,90$) и др.

Прочность древесины как строительного материала существенно зависит от вида рассматриваемого напряженного состояния и направления действующей нагрузки: вдоль или поперек волокон (рис. 1.15). Эта особенность деревянных конструкций заметно сказывается на тех моделях отказов, которые лежат в основе расчета этих конструкций методом предельных состояний. Кроме того, в СП 64.13330.2011 «СНиП. II-25-80 Деревянные конструкции» приведены коэффициенты, учитывающие характер нагружения конструкций, выполненных из этого материала (табл. 1.2).

Таблица 1.2

Влияние на прочность древесины продолжительности действия нагрузки

Характеристика режимов нагружения	Приведенное расчетное время действия нагрузки, с	Коэффициент длительной прочности, m_{dl}
Линейно возрастающая нагрузка при стандартных машинных испытаниях	1–10	1,0
Совместное действие постоянной и длительной временной нагрузок, напряжение от которых превышает 80 % от полного напряжения в элементах конструкций от всех нагрузок	10^8 – 10^9	0,53
Совместное действие постоянной и кратковременной снеговой нагрузок	10^6 – 10^7	0,66
Совместное действие постоянной и кратковременной ветровой и (или) монтажной нагрузок	10^3 – 10^4	0,80
Совместное действие постоянной и сейсмической нагрузок	10 – 10^2	0,92
Действие импульсивных и ударных нагрузок	10^{-1} – 10^{-8}	1,1–1,35

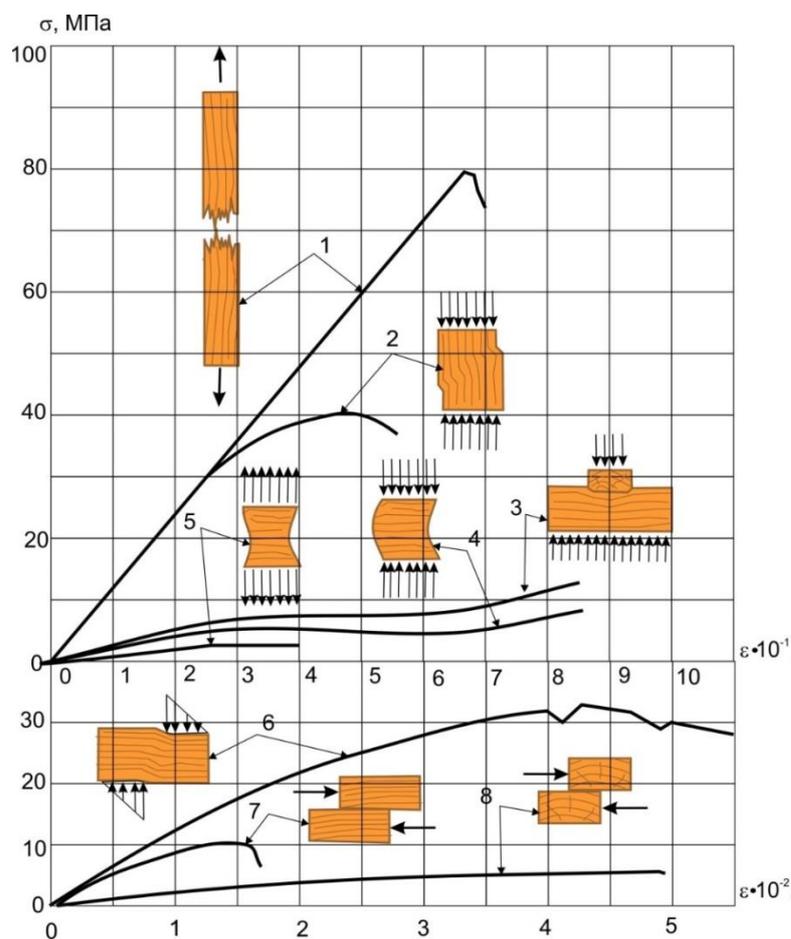


Рис.1.15. Типичные кривые $\sigma - \varepsilon$ для сосны: 1 – растяжение вдоль волокон, 2 – сжатии вдоль волокон, 3 – местное сжатие поперек волокон, 4 – смятие все поверхности поперек волокон, 5 – растяжение поперек волокон, 6 – срез поперек волокон, 7 – скалывание вдоль волокон, 8 – скалывание поперек волокон

Из всех прочностных характеристик бетона наиболее просто определяется его прочность при сжатии, а высокое сопротивление бетона сжатию является его наиболее важным свойством, используемым в железобетонных конструкциях.

Прочность бетона осевому растяжению (R_{bt}) определяется стандартным испытанием образцов на изгиб.

Также существует зависимость, обоснованная экспериментально, по определению прочности на растяжение на основе величины «кубиковой» прочности.

Для предварительно напряженных элементов контролируется величина передаточной прочности (R_{bp}), а также минимально допустимая величина класса бетона. Передаточная прочность (R_{bp}) не должна быть менее 15 МПа и 50% от

проектного класса бетона.

Значения *предельных относительных деформаций* тяжелого, мелкозернистого и напрягающего бетонов принимают равными:

при непродолжительном действии нагрузки:

$\varepsilon_{b0} = 0,002$ при осевом сжатии,

$\varepsilon_{bt0} = 0,0001$ при осевом растяжении,

при продолжительном действии нагрузки – по таблице СП 63.13330.2018.

Для изгибаемых стержневых элементов железобетонных конструкций характерны два основных механизма разрушения – по нормальным и наклонным сечениям. Схема разрушения по нормальным сечениям принимается в виде двух основных механизмов:

- деформации в растянутой арматуре достигают предельных величин (предела текучести), которые определяются нормативно или назначаются с соответствующим обоснованием;
- разрушение начинается вследствие достижения деформациями сжатой зоны бетона предельных величин, при этом бетон переходит в режим разрушения, а арматурные стержни продолжают наращивать деформации, так как имеют резерв деформируемости.

Для критериальной оценки механизма разрушения по нормальным сечениям на этапе проектирования принимается соотношение расчетной относительной высоты сжатой зоны и предельной (границной) относительной высоты сжатой зоны (рис. 1.16).



Рис. 1.16. Разрушение железобетонного изгибаемого элемента по нормальным сечениям

В железобетонной конструкции в условиях действия изгибающих моментов и поперечных сил формируется система наклонных трещин, которыми элемент разделяется на отдельные фрагменты или блоки (рис. 1.17).

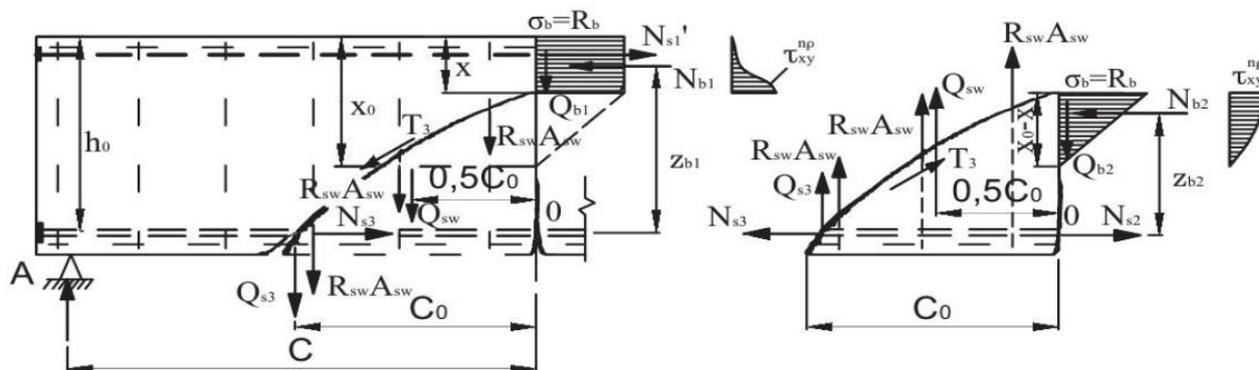


Рис.1.17. Блочная модель сопротивления железобетонных конструкций разрушению по наклонным сечениям при изгибе

Экспериментально установлено, что разрушение железобетонной конструкции при формировании наклонной трещины происходит по одному из следующих механизмов:

а) При текучести поперечной арматуры, пересекающей наклонную трещину, происходит разрушение сжатого бетона над трещиной (разрушение по сжатой зоне);

б) При текучести (или нарушения анкеровки) продольной арматуры (разрушение по растянутой зоне);

в) Разрушение бетона в пределах блока между наклонными трещинами. Разрушение по такому механизму формируется при наличии поперечной арматуры достаточного сечения и при малых толщинах железобетонного элемента (например, тонкая стенка конструкции двутаврового или таврового сечения).

Особенности действительной работы железобетонных конструкций и материалов учитываются системой коэффициентов условий работы γ_{bi} (для бетона) и γ_{si} (для арматуры), значения которых могут быть как больше, так и меньше единицы.

Примеры:

- Различия между длительной и кратковременной прочностью учитываются введением к расчетной прочности бетона коэффициента условий работы $\gamma_{bl}=0,9$.
- Учет некоторого снижения качества бетона при бетонировании в вертикальном положении и величине однократного слоя бетонирования $\geq 1,5$ м выполняется коэффициентом условий работы $\gamma_{b3}=0,9$.

Схема работы кирпича определяется свойствами раствора в горизонтальном шве, плотность которого существенно неоднородна (рис.1.18).

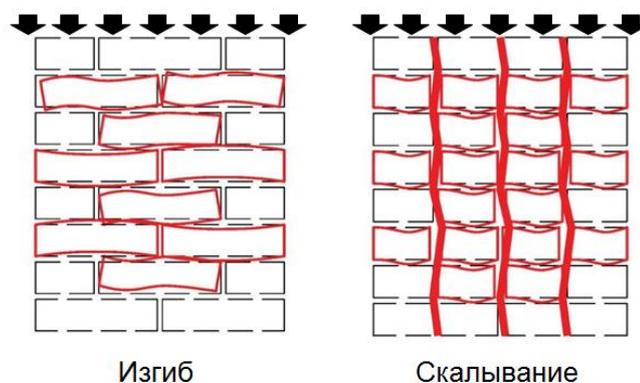


Рис. 1.18. Особенности силового сопротивления каменных конструкций

Особенности каменной кладки определяют перечень необходимых механических характеристик для выполнения расчетов несущей способности каменных конструкций (по СП 15.13330):

- Сопротивление (прочность) каменной кладки сжатию
- Сопротивление (прочность) каменной кладки растяжению
- Сопротивление (прочность) каменной кладки растяжению при изгибе
- Сопротивление (прочность) каменной кладки срезу
- Сопротивление (прочность) каменной кладки главным растягивающим напряжениям

Упругость — свойство материала принимать после снятия нагрузки первоначальную форму и размеры. Количественно упругость характеризуют

пределом упругости, который условно приравнивают напряжению, при котором материал начинает получать остаточные деформации очень малой величины, устанавливаемой в технических условиях для данного материала.

Модуль упругости характеризует меру жесткости материала, т. е. его способность сопротивляться упругому изменению формы и размеров при приложении к нему внешних сил.

Существует прямая зависимость модуля упругости от вида и энергии химических связей, действующих между атомами и молекулами данного материала. Материалы с высокой энергией межатомных связей характеризуются и большим модулем упругости.

В практике различается несколько разновидностей модулей упругости:

- Модуль Юнга (E) описывает сопротивление материала любому растяжению или сжатию при упругой деформации. Определяется вариант Юнга отношением напряжения к деформации сжатия. Обычно именно его называют просто модулем упругости.

- Модуль сдвига (G), называемый также модулем жёсткости. Этот способ выявляет способность материала оказывать сопротивление любому изменению формы, но в условиях сохранения им своей нормы. Модуль сдвига выражается отношением напряжения сдвига к деформации сдвига, которая определяется в виде изменения прямого угла между имеющимися плоскостями, подвергающимися воздействию касательных напряжений. Модуль сдвига, кстати, является одной из составляющих такого явления, как вязкость.

- Модуль объёмной упругости (K), который также именуется модулем объёмного сжатия. Данный вариант обозначает способность объекта из какого-либо материала изменять свой объём в случае воздействия на него всестороннего нормального напряжения, являющимся одинаковым по всем своим направлениям. Выражается этот вариант отношением величины объёмного напряжения к величине относительного объёмного сжатия.

Модуль упругости для расчетов, в которых максимальные напряжения не

превышают предела пропорциональности, является константой. Значения этих констант для различных материалов представлены в таблице 1.3 и 1.4.

Таблица 1.3

Модули упругости некоторых строительных материалов

Материал	Модуль упругости E, МПа
Чугун белый, серый	$(1,15...1,60) \cdot 10^5$
Сталь углеродистая	$(2,0...2,1) \cdot 10^5$
Сталь легированная	$(2,1...2,2) \cdot 10^5$
Алюминий катанный	$0,69 \cdot 10^5$
Проволока алюминиевая тянущая	$0,7 \cdot 10^5$
Стекло	$0,56 \cdot 10^5$
Гранит	$0,49 \cdot 10^5$
Известь	$0,42 \cdot 10^5$
Мрамор	$0,56 \cdot 10^5$
Песчаник	$0,18 \cdot 10^5$
Каменная кладка из гранита	$(0,09...0,1) \cdot 10^5$
Каменная кладка из кирпича	$(0,027...0,030) \cdot 10^5$
Бетон	Зависит от класса
Древесина вдоль волокон	$(0,1...0,12) \cdot 10^5$
Древесина поперек волокон	$(0,005...0,01) \cdot 10^5$

Таблица 1.4

Модули упругости бетона

Значения начального модуля упругости бетона при сжатии и растяжении E_b , МПа $\cdot 10^{-3}$, при классе бетона по прочности на сжатие										
B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
19,0	24,0	27,5	30,0	32,5	34,5	36,0	37,0	38,0	39,0	39,5

1.3. Метод расчетных предельных состояний

1.3.1. Эволюция развития строительных конструкций. Построение и развитие расчетных положений для несущих конструкций: исторический экскурс и современное состояние

Остановимся на построении и развитии расчетных положений. Прочность конструкций, зданий, сооружений интересовала человека всегда. Однако на протяжении многих веков и тысячелетий единственным критерием и руководством к действию был непосредственный опыт возведения и эксплуатации зданий и сооружений. Наши современники нередко восхищены, глядя на древние сооружения и поражаясь целесообразности их конструктивных решений. При этом иногда забывают, что неудачно запроектированные или некачественно возведенные постройки зачастую разрушались уже в процессе строительства или же вскоре после его завершения. До настоящего времени сохранились лишь наиболее надежные сооружения.

Проектирование сооружений без расчетов, только по образу и подобию уже существующих построек, потребовало обобщения опыта строительства, и как результат - выработки правил проектирования и возведения будущих зданий и сооружений. Одним из первых строителей, решившихся собрать и обобщить практический опыт, стал римлянин, архитектор и инженер Марк Витрувий Поллион (I век до н.э.), автор трактата "Десять книг об архитектуре". В этой, по существу, энциклопедии технических знаний собран и осмыслен громадный опыт строителей Древней Греции и Древнего Рима. Витрувий первым сформулировал коренные проблемы строительства: прочность, польза, красота.

Конструктивные решения многих уникальных сооружений древности, опыт их возведения позволили расширить познания человека в области строительства и применять накопленные знания для проектирования новых построек, подобных ранее осуществленным. Вместе с тем, многие правила, основанные на

якобы само собой разумеющихся понятиях, носили умозрительный характер.

Ярким примером таких рассуждений может служить обоснование прочности арки, которое приводит один из популярных архитекторов эпохи Возрождения Леон Батист Альберти. В 1452 г. он издал книгу, в которой утверждает, что полуциркулярная арка. Несмотря на подобные заблуждения, строительная наука постепенно обогащается все новыми сведениями. Происходит накопление фактов, осмысление опыта строительства. Наука о прочности носит описательный характер и отражает только предшествующий опыт. Поэтому трудно ожидать установления каких-либо закономерностей, отражающих прочность сооружения.

Первым исследователем (в современном понимании) в науке о прочности материалов и конструкций стал гений эпохи Возрождения Леонардо да Винчи (1452 —1519). Он первым осознал роль эксперимента для установления научной истины. Леонардо да Винчи изучал сопротивление колонны сжимающей нагрузке и установил, что прочность колонны прямо пропорциональна площади поперечного сечения и обратно пропорциональна ее длине. Тем самым впервые установлены четкие зависимости для прочности конструкции. Кроме того, в результате "экспериментов Леонардо да Винчи первым сформулировал задачу об устойчивости сжатых элементов. Для изгиба он выявил взаимосвязь между длиной пролета балки и величиной приложенного в середине пролета разрушающего сосредоточенного груза. Леонардо да Винчи испытывал на разрыв проволоку, дал описание методики испытаний и какие из них следует делать выводы. Занимался он и прочностью арок, хотя и не смог полностью освободиться от господствовавших тогда заблуждений.

Однако все эти работы остались неизвестными современникам и последующим исследователям. Рукописи Леонардо да Винчи обнаружены только в XX веке и представляют только исторический интерес. Никакого влияния на развитие строительной науки, к сожалению, они не оказали.

Лишь спустя более столетия, в 1638 г. опубликована книга Г. Галилея

"Беседы и математические доказательства, касающиеся двух новых отраслей науки, относящихся к механике и местному движению". Тем самым Галилей заложил основы "двух новых отраслей науки": динамики и науки о прочности. Иначе говоря, с именем Галилея связано зарождение науки "строительная механика", ведь динамика и сопротивление материалов - разделы современной строительной механики.

Особый интерес представляет подход Галилея к проблеме прочности, представляющий собой первые шаги сопротивления материалов. Галилей рассматривал два вида напряженного состояния стержней — осевое растяжение и изгиб. При этом его интересовала только величина, разрушающей нагрузки. Как определял сам Галилей, его трактат "касается сопротивления, оказываемого твердыми телами силе, стремящейся их сломать". А вот весьма важные вопросы сопротивления материалов, такие как поведение стержней в условиях нормальной эксплуатации, величина и распределение усилий при обычном нагружении, особенности перехода от нормального, прочного состояния к разрушению - все это осталось вне поля зрения исследователя. Условия даже для постановки подобных задач еще не созрели. Поэтому первое исследование прочности основано на предельном состоянии стержня, т.е. на изучении его стадии разрушения.

Прочностные свойства материалов в то время еще не были известны, поэтому Галилей рассматривал влияние на прочность стержня (конструкции, элемента) только геометрических параметров - размеров поперечного сечения, длины стержня и т.п. Иначе говоря, изучалась сравнительная оценка прочности элементов из одного и того же материала. Галилей принял прочность растянутого элемента (стержня, каната) прямо пропорциональной площади поперечного сечения элемента и не зависящей от его длины. Интересно отметить, что этот раздел Галилей излагает так, будто вопросы прочности растянутых элементов хорошо известны читателю. По-видимому, указанная выше зависимость была известна задолго до Галилея, сведения о ней переходили

от поколения к поколению, от учителя к ученику, от мастера к подмастерью. Поэтому заслуга Галилея в том, что он в своей работе впервые опубликовал сведения о прочности растянутых элементов. Как известно, более ранних публикаций пока не обнаружено. Из этой же книги можно заключить, что Галилей понимал значение материала для прочности растянутого элемента. Прямых указаний об этом нет, только косвенные, однако нужно иметь в виду, что прочность при растяжении для Галилея лишь исходная предпосылка при решении совершенно новой по тому времени задачи — о прочности изгибаемого элемента. И в этом смысле он стал основоположником новой отрасли знаний - науки о прочности.

Проследим путь рассуждений Галилея при решении задачи о прочности изгибаемого элемента. Вот что писал Галилей по этому поводу: "...Нетрудно понять причину того, что твердые цилиндры или призмы из стекла, чугуна, дерева или иного ломкого материала, будучи подвешены вертикально (т.е. центрально растянуты), выдерживают достаточно большой груз, тогда как при горизонтальном положении (т.е. при изгибе) они могут быть разрушены малым грузом и тем меньшим, чем больше длина цилиндра или призмы превосходит их толщину (высоту сечения)"

Представим себе призму ABCD (рис.1.19), заделанную в стену своей частью АВ, на другом конце которой приложен груз Р. Очевидно, что если призма должна сломаться, то это произойдет в точке В, где грань стены служит точкой опоры, а расстояние ВС составляет первый рычаг, на который действует сила Р. Толщина тела АВ есть другой рычаг, который определяет сопротивление, обусловленное сцеплением частиц тела ABCD с теми его частицами, которые заделаны в стене.

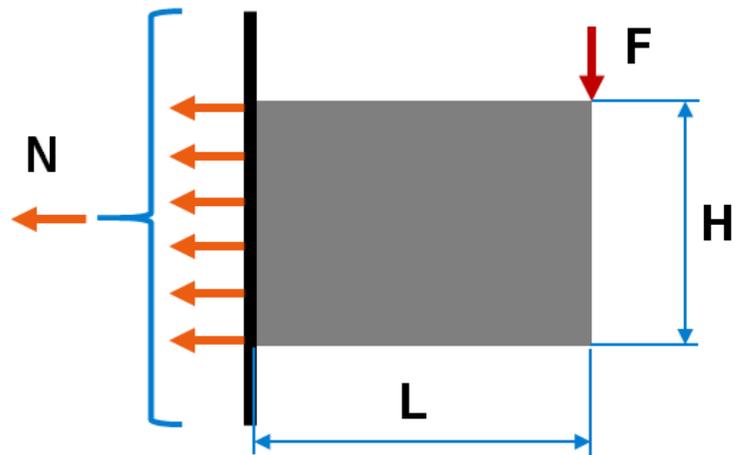


Рис. 1.19. Схема действия усилий при изгибе по Галилею

Поэтому абсолютное сопротивление призмы ABCD Разрыву (под которым подразумеваем сопротивление действию силы в продольном направлении, при котором растягивающая сила и сопротивление между собой) так относится к сопротивлению разрыву посредством рычага BC, как длина BC к половине толщины призмы AB или к радиусу, если взят цилиндр.

Переведем рассуждения Галилея на современный язык научных публикаций. Рассмотрено состояние консольной балки, нагруженной на свободном конце сосредоточенной силой F . Требуется определить, в каком месте и при какой величине силы F произойдет разрушение балки.

Поскольку Галилею известно правило рычага, то место разрушения определить нетрудно - чем дальше от точки приложения силы F , тем вероятней место разрушения. Следовательно, приходим к выводу (как на основании предшествующих) опыта, так и в соответствии с правилом рычага), что разрушение произойдет в месте опорного закрепления. Поэтому, понятно, почему Галилей считал опасным именно опорное сечение консольной балки. Что же сопротивляется действию силы P в опасном сечении непосредственно перед разрушением? Ответ очевиден - прочность балки в этом сечении,

Галилей принял следующую схему разрушения:

- в опасном сечении усилия сопротивления распределены равномерно по сечению;

- усилия сопротивления - растягивающие (по аналогии с центральным растяжением);

- излом консоли происходит при образовании трещины вверху опасного сечения с последующим ее раскрытием и вращением балки вокруг оси, совпадающей с нижней гранью сечения — вокруг точки В.

Принятая схема разрушения близка к действительности для хрупких материалов (камень, чугун, стекло), которые значительно лучше сопротивляются сжатию, чем растяжению.

Галилея об идентичности разрушения консоли и центрально растянутого элемента. Отсюда последовало допущение о равномерности распределения растягивающего усилия по высоте опасного сечения. Учитывая то обстоятельство, что во времена Галилея (первая половина XVII века) о напряженном состоянии изгибаемого элемента ничего не было известно, следует отдать должное Галилею, дерзнувшему решить задачу о прочности при изгибе.

Таким образом, в соответствии с принятыми Галилеем предпосылками в опасном сечении разрушению противостоит растягивающая сила N_i . По правилу рычага величина этой силы тем больше, чем дальше расположено рассматриваемое сечение от точки приложения силы F .

Своеобразие постановки задачи позволило Галилею избежать определения прочностных свойств материалов и поиска действительного распределения напряжений в сечении, тем более, что самого понятия "напряжение" тогда не существовало. Естественно, что о существовании нулевой линии тогда никто не подозревал. Таким образом, именно с Галилея началась и в дальнейшем стала развиваться одна из основных отраслей строительной науки — *строительная механика*.

Решение задачи об изгибе продолжалось почти два столетия и ею занимались многие ученые. Если учесть, что многие понятия отсутствовали, и многие явления приходилось открывать, то станут понятными те трудности, которые встали перед учеными. Трудней всего было Галилею как

первопроходцу. Конечно, первым по существу был Леонардо да Винчи. Однако результаты его изысканий оставались неизвестными, и Галилей начинал с нуля.

Нужно отметить еще одно обстоятельство. Галилей полагал, что любое разрушение происходит путем отрыва и обусловлено действием растягивающих усилий (точнее - напряжений). Позже, когда ввели понятие "напряжение", такой взгляд на природу прочности и разрушения получил наименование "первой теории прочности".

Оценивая роль Галилея в истории науки о прочности, можно отметить следующее. Галилей рассматривал прочность статически определимой балки в стадии разрушения. Место и схему разрушения он определил умозрительно, на основании интуиции.

Сопротивление опасного сечения по изгибе определено на основе предпосылки, что в балке действует такая же растягивающая сила, как и в центрально растянутом элементе. Взаимосвязь между разрушающими нагрузками, размерами балки и ее прочностью он устанавливал из уравнений равновесия. Сравнивая прочность простой балки на двух опорах с прочностью балки, опертой в середине ее длины, в качестве иллюстрации Галилей приводит схемы излома, представленные на рис. 1.20, что весьма образно поясняет его подход к проблеме прочности.

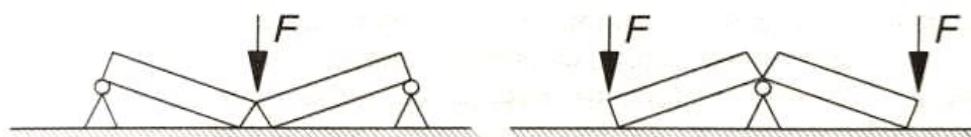


Рис. 1.20. Разрушение балок при изгибе по Галилею

Многие положения Галилея мы считаем общепринятыми и поныне. Ведь до настоящего времени мы не имеем ответа на вопрос о природе прочности, кроме некоторых гипотез качественного характера, не позволяющих давать количественные оценки. Конечно, мы теперь знаем намного больше Галилея, научились эмпирически определять многие параметры прочности материалов, но окончательно проблема прочности будет решена после того, как по

известным физико-химическим и структурным свойствам материала исследователь сможет предсказывать его прочностные свойства. Но это - дело будущего.

Прежде чем продолжить рассказ о развитии методов расчета, не лишним будет отметить, что вплоть до начала XIX века проектировщики зданий и сооружений крайне редко обращались к расчету конструкций. Иными словами, результаты научных изысканий практически не влияли на проектирование зданий и сооружений. Причин тому немало.

Во-первых, строительная отрасль давно уже проявляет консерватизм, даже косность по отношению к различным теоретическим изысканиям и расчетным методам, придерживаясь профессиональных традиций. Строители еще не осознавали пользы от науки и поэтому не умели предъявлять ей свои требования. Частичным оправданием строителям может служить то обстоятельство, что социально-экономическая обстановка в странах Европы XVII - XVIII веков не только не способствовала, но зачастую и препятствовала развитию техники, в том числе и строительной.

Во-вторых, ученые, изучая сопротивление твердых тел, не очень то, беспокоились о практических приложениях своих изысканий. Как ныне принято говорить, наблюдался громадный отрыв науки от практики. Ученые еще не осознавали, что путь развития научных идей состоит в постановке опытов, проверке практикой для подтверждения как исходных допущений, так и правильности получаемых выводов.

Об отрыве науки от практической деятельности, можно судить по многим источникам того времени. Приведем лишь две цитаты, характеризующие взаимоотношение науки и практики в области строительства. В 1727 г. Готье (Gautier) опубликовал в Париже "Диссертацию о толщине мостовых сводов", где по поводу работы своего предшественника Делагира (о расчете сводов) он написал:

"Я сознаюсь честно, что недостаточно обучен, чтобы понять ее. Я не смог

даже проследить выкладки автора, настолько они показались мне сложными. И я считаю: все, что он написал, не смогут понять ни полученные, ни тем более рабочие. Ибо если для понимания его выводов обязательно нужно знать алгебру, которой он пользуется, то не думаю, чтобы каменщик или архитектор, для которых следует писать подобные работы, смогли когда-нибудь их понять и использовать".

Значительно позже, в 1809г. Э. Готэ (E.Gouthey) в своем "Курсе мостостроения" отмечал: "Всякий строитель оценивает, насколько важно для него знать меру прочности материалов, поэтому тот раздел механики, который известен под названием сопротивления твердых тел, обещает самые плодотворные приложения. Но хотя многие занимались этой наукой, и хотя Эйлер и Лагранж побрезговали сделать из нее предмет своих исследований, полученные результаты не дают почти никакой помощи строительству. Аналитические формулы бесполезны, пока не будут определены значения постоянных величин, в них содержащихся; но до сих пор попытки их определения остаются почти бесплодными".

Эти и подобные им высказывания свидетельствуют, что теория и практика строительного проектирования длительное время существовали независимо друг от друга. В науке о прочности конструкций или точнее в строительной механике следующий шаг (после Галилея) сделал Р.Гук (R.Hooke), который в 1678 г. опубликовал свой закон - "ut tensio, sic vis", что в переводе с латинского означает: каково удлинение, такова сила. Для этого ему пришлось изобрести сильно деформирующееся приспособление - винтовую пружину. Наблюдая за поведением пружины под нагрузкой, Гук и вывел закон пропорциональности между нагрузкой и деформацией.

Кроме того, своим законом Гук установил еще одно, неизвестное до него свойство твердых тел - упругость. Однако вплоть до XIX в. научные изыскания, основанные на законе Гука, оставались вне поля зрения инженеров-строителей, были для них абстрактными, оторванными от реальной жизни и неприменимыми

для практики.

Лишь когда в 1807 г. англичанин Т. Юнг (T. Young) ввел численную характеристику упругости - модуль Юнга (модуль упругости), тогда и появилась возможность для практического применения закона Гука. Строительную механику в то время интересовала в основном проблема прочности, т.е. предельное состояние тела, стадия разрушения, как повелось еще от Галилея. Теория упругости и учение о прочности развивались независимо друг от друга. С одной стороны, идет изучение упругих деформаций тел, но это никак не связано с прочностью. С другой стороны, исследования по предельным состояниям конструкций (излом балки, разрушение свода) вполне обходились без понятия упругости. Этот взаимный разрыв двух разделов одной науки был основной причиной того, что строительная механика еще не стала прикладной наукой.

Независимо и практически одновременно с Гуком в 1680 г. закон пропорциональности открыл французский физик Мариотт (Mariotte). Но приоритет Гука общепризнан. Мариотт вместе с тем выдвинул еще одну важную гипотезу. Он предположил, что растянутый стержень разорвется тогда, когда его удлинение превысит некоторый безопасный предел, и обосновал это предположение путем рассуждений о силах притяжения между частицами тела. При взаимном удалении частиц силы притяжения ослабевают, что приводит к разрыву стержня. Эту гипотезу теперь называют "второй теорией прочности".

Важнейшим следствием из закона Гука-Мариотта стало установление пропорциональности между изгибающим моментом и кривизной линии прогиба. Эту зависимость получил Я. Бернулли (J. Bernoulli). Для ее доказательства в 1695 г. Бернулли принял гипотезу плоских сечений, которая положена в основу современных расчетов на изгиб и носит его имя - гипотеза Бернулли.

Задача о деформации изгиба играет громадную роль в строительной механике, поскольку на ее решениях основана вся современная теория статически неопределимых систем. Однако в XVII столетии она оказалась преждевременной, практического применения не находила и долгое время

оставалась предметом отвлеченных упражнений математиков.

На протяжении всего XVIII века изучение, упругих деформаций твердых тел оставалось чисто научной проблемой. Одним из первых исследователей, который начал более-менее систематическое экспериментальное изучение прочности материалов и на этой основе определил закономерности работы конструкции, стал французский военный инженер Ш.О. Кулон (S.O. Coulon). В 1773г. он опубликовал работу “Опыт применения правил максимума и минимума к некоторым вопросам статики”, относящиеся к архитектуре, где рассмотрены следующие вопросы:

- теория прочности материалов;
- теория изгиба балок;
- теория давления грунта на подпорную стенку;
- теория расчета свода.

Кулон провел испытания образцов из камня и известкового раствора. Образцы в виде "восьмерок" испытаны на осевое растяжение, а в виде призм - на срез и на изгиб. Кулон получил близкие значения пределов прочности при растяжении и срезе, поэтому он принял их одинаковыми. Сопротивление сжатию Кулон попытался объяснить силами сцепления и силами трения. В призме, центрально нагруженной сжимающей силой F , Кулон рассматривает наклонное сечение, составляющее угол с нормальным сечением. Своими исследованиями Кулон внес значительный вклад в развитие строительной механики. Он показал, что разрушение сжатого стержня часто происходит вследствие сдвига, и высказал предположение, что причиной всякого разрушения являются именно сдвиги.

Открыв существование касательных напряжений (или, как он говорил, усилий), Кулон смог дать первое решение задачи о прочности круглой проволоки при кручении. Кроме того, из опытов на изгиб и кручение он установил пропорциональность между нагрузкой и упругой частью деформации вплоть до разрушения. Предложенные Кулоном идеи о главенствующем влиянии

касательных напряжений (сдвигов) в дальнейшем получили название “третьей теории прочности”.

Относительно экспериментальных исследований можно отметить следующее. В XVIII веке мало кто занимался экспериментальным изучением проблем прочности. Отдельные опыты проводили Гук, Мариотт некоторые другие ученые. Первым исследователем-экспериментатором стал профессор Лейденского университета П. Мушенбрук. Он изобрел испытательную машину, на которой испытывал прочность самых разнообразных материалов и элементов. Результаты испытания длинных стержней на сжатие позволили ему обнаружить явление продольного изгиба и установить, что критическая сила обратно пропорциональна квадрату длины стержня. Тем самым Мушенбрук положил начало изучению проблемы устойчивости сооружений.

Первое решение задачи о продольном изгибе в 1744 г. получил великий ученый Л. Эйлер (L. Euler), швейцарец по происхождению, почти всю жизнь проработавший в Петербургской академии наук. Эйлер занимался исследованиями в области математики, был создателем вариационного исчисления. В строительной механике имя Эйлера связано с задачей продольного изгиба. Он изучал формы кривых, удовлетворяющих условию минимума потенциальной энергии, и по этим формам определял уравнивающую нагрузку. Одна из девяти изучаемых Эйлером форм кривых уравнивалась двумя равными и противоположно направленными сжимающими силами, приложенными по концам дуги. Эйлер сразу же заметил, что этот случай отвечает задаче о продольном изгибе или, по словам автора, "задаче о силе колонн". К рассмотрению задач о продольном изгибе Эйлер возвращался дважды, в публикациях 1757 и 1778 годов. Дальнейшее развитие задача о продольном изгибе получила в трудах, французского математика Лагранжа (Lagrange), где приведен точный интеграл уравнения продольного изгиба, получена зависимость между стрелой прогиба и величиной Нагрузки. Лагранж первым обнаружил возможность продольного изгиба по нескольким

полуволнам и получил значения критической силы при различных условиях закрепления стержня по концам.

Здесь уместно упомянуть француза С.Д. Пуассона (S.D. Poisson), который в 1811 г, ввел понятие "механическое напряжение" как внутреннего усилия, отнесенного к единице площади сечения. Кроме того, он открыл наличие поперечных деформаций и сформулировал зависимость между продольной и поперечной деформацией.

Таковы основные итоги первого периода в истории развития строительной механики: основное внимание уделялось вопросам разрушения конструкций; изучение конструкций в рабочем состоянии производилось, но уж очень сумбурно, даже чисто случайно - над всеми довлел авторитет Галилея.

Первым решился отойти от основного подхода Галилея к проблеме прочности, т.е. рассмотрения предельного состояния конструкции по прочности, французский ученый Л. Навье (L. Navier). Он принял новый подход, основанный на рассмотрении рабочего состояния конструкции, т.е. стадии ее нормальной эксплуатации.

1.3.2. Метод расчета по допускаемым напряжениям

Новый период развития строительной науки начался в 1826 году, когда Л. Навье опубликовал свой курс лекций по прикладной механике. В этой работе впервые в качестве основной расчетной стадии принята стадия рабочего состояния сооружения. Это позволило автору получить надежный расчетный аппарат, пригодный для практического применения. Теория Навье, определившая пути развития строительной механики на столетие вперед и получившая название классической, базировалась на следующих положениях:

-Сопоставление наибольших напряжений от внешней нагрузки в стадии эксплуатации с допускаемыми напряжениями для данного материала - принцип Л. Навье.

-Рабочее состояние и стадии разрушения полностью подобны, поэтому отношения усилий, напряжений и деформаций в этих стадиях одинаковы — допущение Л. Навье.

-Сечения, плоские до деформации, остаются плоскими и после деформации - гипотеза Я. Бернулли.

-Напряжения пропорциональны относительным удлинениям или укорочениям - закон Р. Гука

С этого времени развитие строительной механики значительно ускорилось. Кроме создания науки о сопротивлении материалов, Л. Навье заложил основы новой отрасли строительной механики - теории упругости. Принятый им принцип малости перемещений вместе с законом Гука позволили быстро развивать теорию упругости, которая с самых первых своих шагов изучает только рабочее состояние конструкции, полностью отказавшись от рассмотрения стадии разрушения или состояния непосредственно перед ней. В этом и состоит основное достоинство теории упругости: оказалось возможным решить многие весьма важные вопросы проектирования конструкций. В этом же и ее основной недостаток: отказ от рассмотрения стадии разрушения не дает возможности ответить на вопросы (также очень важные) о величине запаса прочности конструкции» о ее работоспособности и др.

Основные достижения строительной механики XIX века можно перечислить кратко, не вдаваясь в детальное рассмотрение каждой задачи:

Сен-Венан (Sant-Venant), ученик Л. Навье, в 1843 г. решил задачу косоугольного изгиба; он же многое сделал для развития теории упругости и на ее основе решил многие задачи напряженного состояния конструкций.

Задачу о внецентренном сжатии или растяжении в общем виде первым в 1854 г. решил Шарль Бресс (Bresse); он же установил понятие о ядре сечения. Бресс первым нашел подход к решению задачи о расчете статически неопределимых систем методом сил, указав способы определения количества неизвестных и сформулировав понятие об уравнениях совместности

деформаций. Он же впервые в 1848 г. начал применять эпюры моментов и других внутренних усилий.

Первое решение задачи о поперечном изгибе с учетом сдвиговых явлений в 1855 г. получил русский ученый Д.И.Журавский, формулу которого для вычисления касательных напряжений широко применяют в современных расчетах конструкций.

В 1857 г. француз Клапейрон (Clapeyron) получил уравнение трех моментов, завершив создание теории расчета неразрезных балок.

Трудами англичанина Максвелла (Maxwell) и итальянца Кремоны (Cremona) в 1864 г. разработан графо-аналитический метод расчета статически определимой фермы. Максвелл создал также методику расчета статически неопределимой фермы, представив уравнения деформаций в канонической форме и указав общий метод вычисления перемещений как коэффициентов канонических уравнений метода сил.

Труды многих исследователей - Бресса, Клапейрона, Максвелла, Кастильяно (Castiliano). Мора (Mohr) и др. - позволили разработать удобный метод вычисления перемещений, дав тем самым громадный толчок развитию метода сил.

Начатые еще Эйлером исследования по устойчивости сжатых стержней продолжил и фактически завершил российский ученый Ф.С.Ясинский (поляк по происхождению), опубликовав в 1894 г. работу "Опыт развития теории продольного изгиба", где привел формулы для вычисления критической силы, используемые до сих пор.

В этот же период началось создание другого основного метода расчета статически неопределимых систем - метода перемещений. Бресс в 1865 г. получил уравнение трех углов для неразрезной балки. Однако на эту работу не обратили должного внимания. Лишь 20 лет спустя при расчете статически неопределимых ферм (ферм с жесткими узлами) стали использовать углы поворота узлов в качестве основных неизвестных. Это были первые шаги по

созданию метода перемещений. Основные же исследования и разработка метода перемещений произведены в начале XX века. Таким образом, вторая половина XIX в. ознаменовалась повсеместным признанием принципа расчета по рабочему состоянию (расчет по допускаемым напряжениям).

Для периода в конце XIX и в начале XX вв. характерно быстрое развитие теории упругости, теории устойчивости сооружений, накопление опытных данных о прочности, усталости и пластичности материалов. Инженеры получили в свое распоряжение надежный расчетный аппарат, позволяющий гарантировать прочность сооружений. Это обстоятельство играет решающую роль на протяжении многих десятилетий.

Обеспечить прочность сооружения любой ценой – таков был общий подход, даже если эта цена оказывалась значительно выше возможного минимума. Конечно, такой подход приводит к излишним запасам прочности, но заведомо гарантировал (якобы) отсутствие разрушения. Естественно, что долго так продолжаться не могло. Когда после первой мировой войны во всех странах резко возросли объемы строительства, игнорирование экономических показателей стало невозможным. В то время окончательно сформулировано главное назначение строительной механики как прикладной науки - обеспечить достаточную надежность сооружений и конструкций при наименьшем расходе материалов. Иными словами, экономические показатели стали неотделимыми от технических.

К началу XX века накапливались факты, не укладывающиеся в схему расчета по рабочему состоянию. В результате изучения работы конструкций из пластичных материалов при высоких нагрузках обнаружено, что поведение статически неопределимых конструкций претерпевает качественные изменения после выхода из чисто упругой области. Так, в изгибаемом элементе после проявления текучести линейное распределение напряжений переходит в нелинейное. В неразрезной балке или раме происходит перераспределение усилий таким образом, что к предельному состоянию конструкция превращается

в статически определимую систему, имеющую пластические шарниры в наиболее напряженных сечениях.

Особенно ярко подобные факты и противоречия проявились в связи с применением нового комплексного материала – железобетона. Попытка использовать классическую теорию сопротивления материалов для расчета железобетонных конструкций даже в рабочем состоянии потерпела неудачу. Образование трещин в растянутой зоне, проявление неупругих деформаций бетона, нарушение сцепления арматуры с бетоном не давали возможности достоверно оценивать напряженное состояние железобетона.

1.3.3. Метод расчета по разрушающим усилиям. Предельное равновесие конструкций перед разрушением

В строительной механике на рубеже XIX и XX вв. назревал кризис. Об этом знали все специалисты. Но у каждого авторитета был свой путь преодоления противоречий между теорией и опытом. В конце концов, сформировались два основных направления. Одни исследователи пошли по пути распространения теоретических решений теории упругости на пластическую область, что привело к созданию теории пластичности. Основой этого направления стал отказ от простой формы закона Гука и замена его более сложной зависимостью между напряжениями, деформациями и их изменениями с течением времени. Главная цель этого направления - предсказать поведение конструкции на всех этапах приложения нагрузок: от начального состояния до предельного, вплоть до разрушения. В этом направлении наиболее известны работы Надаи, Прагера, Мизеса, Генки, Ильюшина и др.

Следует отметить, что многие решения теории пластичности требуют определения большого количества эмпирических параметров, что в значительной степени затрудняет применение предлагаемых решений. Другой путь основан на рассмотрении лишь предельного состояния, без учета

предыстории нагружения, что позволяет определять разрушающую нагрузку для той новой схемы, которую конструкция приобретает в предельном состоянии.

Такой подход представляет возрождение старого принципа расчета по предельному состоянию, но с учетом точных сведений о поведении конструкции в рабочем состоянии, т.е. в упругой стадии. Тем самым выбор схемы разрушения происходит не произвольно, как ранее, а в сечениях с наибольшими внутренними усилиями в упругой стадии. Пионером второго направления стал российский ученый А.Ф. Лолейт (литовец по происхождению), который в 1905 г. сделал вывод о необходимости "рассматривать мгновенное равновесие непосредственно перед разрушением" как основную стадию расчета конструкции. Примечательно, что Лолейт высказал это положение применительно к железобетонным конструкциям, которые менее всего вписывались в рамки классической теории. Идея Лолейта получила признание не сразу — понадобилось четверть века, чтобы специалисты убедились в бесплодности попыток оценивать железобетон с позиций теории упругости.

К этому времени подобную идею применительно к стальным конструкциям высказал в 1926 г. немец Грюнинг. Дальнейшее развитие теория расчета металлических конструкций получает в трудах немецких исследователей Майера, Фриче, россиянина Н.С. Стрелецкого и др. В нашей стране трудами А.Ф. Лолейта и А.А. Гвоздева разработана стройная теория расчета по стадии разрушения и в 1938 г. эта методика включена в нормы проектирования железобетонных конструкций.

Продолжает развиваться и строительная механика упругих систем. В последней четверти XIX столетия на примере одного из видов статически неопределимых систем (металлическая ферма с жесткими узлами) получен расчет с использованием углов поворотов узлов в качестве основных неизвестных, т.е. по существу использован метод перемещений. В начале XX века за рубежом опубликован ряд статей, посвященных расчету железобетонных рам при помощи тех же неизвестных. Большой вклад в развитие метода

перемещений в 20-30 гг. нынешнего столетия внесли многие наши ученые: А.А. Гвоздев, П.Л. Пастернак, Б.Н. Жемочкин, И.М. Рабинович, С.А. Бернштейн, Н.И. Безухов и другие. Уравнения метода перемещений представлены в канонической форме и в развернутом виде. Даны способы упрощения уравнений и использования симметрии. Разработан комбинированный способ расчета рам. Методу перемещений придана законченная форма классического метода. А.А. Гвоздев обобщил многие методы расчета, в которых одна часть неизвестных представляет собой силы, а другая часть - перемещения, и представил их в общем виде под названием смешанного метода. Широкую популярность получил предложенный в 1925г. А. Верещагиным способ перемножения эпюр при вычислении перемещений, хорошо известный каждому студенту.

В заключение рассмотрения вопросов расчета статически неопределимых систем следует отметить, что решение совместных линейных уравнений всегда сопряжено с вычислением разности больших чисел, а это во многих случаях приводит к существенной погрешности в результатах расчета.

Как известно, в инженерных расчетах погрешность до 1% вполне допустима. В работе С.А. Бернштейна [2] приведен любопытный пример, который наглядно показывает, какие погрешности могут быть при решении систем уравнений с большим количеством неизвестных.

Дана система канонических уравнений:

$$5X + 77 + 6Z + 5F = 23;$$

$$7X + 107 + 8Z + 7F = 32;$$

$$6X + 87 + 10Z + 9F = 33;$$

$$5X + 77 + 9Z + 10F = 31,$$

точное решение которой

$$X = Y = Z = F = 1.$$

Однако если подставить в уравнения значения неизвестных $X = 14,6$; $Y = -7,2$; $Z = -2,5$; $F = 3,1$, то правые части получают соответственно значения 23,1; 31,9; 32,9; 31,1. Следовательно, уравнения удовлетворены с точностью до 1/3%.

Если повысить требование точности в 10 раз (до 1/30 %), то уравнения будут удовлетворены такими значениями неизвестных:

$$X = 2,36; Y = 0,18; Z = 0,65; F = 1,21,$$

при этом правые части соответственно равны 23,01; 31,99; 32,99; 31,01. Повысим точность еще в 10 раз, до 1/300%. Тогда значения неизвестных будут таковы: $X = 1,131$; $Y = 0,91$; $Z = 0,965$; $F = 1,021$, т.е. ошибка в их величинах против точных значений составляет от 2 до 14%, хотя правые части ничтожно отличаются от заданных значений: 23,001; 31,999; 32,999; 31,001.

Из этого примера видно, как ненадежен может быть, в смысле точности, результат решения совместных линейных уравнений. Конечно, этот пример подобран искусственно, но нет никакой гарантии в том, что составленные для заданной статически неопределимой системы уравнения преобладают подобными коварными свойствами, хотя бы и не в столь значительной степени. Видимо, только использование современных ЭВМ позволит выявлять такие системы.

К концу 30-х годов назрела необходимость пересмотра методов расчета для всех строительных конструкций, в том числе и оснований, под фундамент. Был разработан новый универсальный метод расчетов по предельным состояниям, установила эти предельные состояния и дала гол определения, заменила единый коэффициент запаса системой дифференцированных коэффициентов изменчивости.

1.3.4. Общие сведения о предельных состояниях строительных конструкций

Сущность метода. Метод расчета конструкций по предельным состояниям является дальнейшим развитием метода расчета по разрушающим усилиям. При расчете по этому методу четко устанавливаются предельные состояния конструкций и вводится система расчетных коэффициентов, гарантирующих

конструкцию от наступления этих состояний при самых неблагоприятных сочетаниях нагрузок и при наименьших значениях прочностных характеристик материалов. Безопасность работы конструкции под нагрузкой оценивается не одним синтезирующим коэффициентом запаса, а системой расчетных коэффициентов. Конструкции, запроектированные и рассчитанные по методу предельного состояния, получаются несколько экономичнее. Рассматриваются 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. Строительные конструкции должны удовлетворять требованиям расчета по двум группам предельных состояний: по несущей способности — первая группа предельных состояний; по пригодности к нормальной эксплуатации — вторая группа предельных состояний.

Расчет по предельным состояниям первой группы выполняют, чтобы предотвратить:

- 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 нагрузки подвижной или пульсирующей: подкрановых балок, шпал, рамных фундаментов и перекрытий под неуравновешенные машины и т.п.);
- разрушение от совместного воздействия силовых факторов и

неблагоприятных влияний внешней среды (периодического или постоянного воздействия агрессивной среды, действия попеременного замораживания и оттаивания и т. п.).

Расчет по предельным состояниям второй группы выполняют, чтобы предотвратить:

- образование чрезмерного или продолжительного раскрытия трещин (если по условиям эксплуатации образование или продолжительное раскрытие трещин допустимо);

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

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

Обобщенное критериальное неравенство для оценки сопротивления строительных конструкций по первой группе предельных состояний представлено на рис. 1.21.

$$F\{(q_n \cdot \gamma_f) \cdot \psi \cdot \gamma_n\} \leq \Phi\{A; (R_n / \gamma_m) \cdot \gamma_c\}$$

Расчетная нагрузка

Расчетное сопротивление

Нормативная нагрузка

Кoeffициент надежности по нагрузке

Кoeffициент сочетаний

Кoeffициент надежности по назначению

Геометрия сечения

Нормативное сопротивление

Кoeffициент надежности по материалу

Кoeffициент условий работы

Рис. 1.21. Критериальное неравенство для оценки сопротивления строительных конструкций по первой группе предельных состояний

Расчет по II группе предельных состояний производят из условия $f \leq f_{ult}$.

Коэффициенты надежности для расчета по II группе предельных состояний $\gamma_i=1,0$.

Помимо первой и второй групп предельных состояний ГОСТ 277751-2014 «Надежность строительных конструкций и оснований» вводит понятие об особом предельном состоянии (рис. 1.22).

Особое предельное состояние приводит к аварийной ситуации, которая может возникнуть вследствие:

- дефектов материалов;
- некачественного производства работ;
- ошибок проектирования, в том числе вызванных несовершенством нормативных документов на проектирование;
- нарушений эксплуатации зданий, в том числе их промышленного или инженерного оборудования;
- нарушений технологического процесса, временной неисправности или поломки оборудования и по другим, неустановленным причинам.



Рис. 1.22. Классификация особых расчетных ситуаций для оценки особого предельного состояния строительных конструкций

1.4. Нормативная база для проектирования несущих конструкций

Рассмотрим теперь систему нормативной документации. В строительстве, как и в любой другой отрасли производственной деятельности человека, многие вопросы регламентированы различными документами, устанавливающими те или иные требования. Такие документы получили наименование нормативных.

Система нормативных документов в строительстве представляет собой совокупность взаимосвязанных документов, утвержденных в установленном порядке соответствующими органами по стандартизации для применения этих документов на всех этапах создания и эксплуатации строительной продукции с целью защиты прав и интересов ее потребителей - человека, общества, государства.

Общие цели стандартизации сформулированы в документах Международной организации по стандартизации. ISO (International Standardization Organization): "Стандартизация – установление и применение правил с целью упорядочения деятельности в определенной области на пользу и при участии всех заинтересованных сторон, в частности, для достижения всеобщей оптимальной экономии при соблюдении; функциональных условий и требований техники безопасности". По своей сущности отечественная система нормативных документов в строительстве соответствует этим целям ИСО.

Таким образом, система нормативных документов в строительстве призвана способствовать решению задач, обеспечивающих качественное выполнение требований по следующим параметрам:

- соответствие строительной продукции своему назначению и создание благоприятных условий жизнедеятельности населения;
- безопасность строительной продукции для жизни и здоровья людей в процессе ее производства и эксплуатации;
- защита строительной продукции и людей от неблагоприятных воздействий с учетом риска возникновения чрезвычайных ситуаций;

- надежность и качество строительных конструкций и оснований, систем инженерного оборудования, зданий и сооружений в целом;
- выполнение экологических требований, рациональное использование природных, материальных, топливно-энергетических и трудовых ресурсов;
- взаимопонимание при осуществлении всех видов строительной деятельности и устранение технических барьеров в международном сотрудничестве.

Действующая отечественная система нормативных документов в строительстве является одним из средств межотраслевого регулирования и управления процессами проектирования и строительства на правовой базе законодательства страны, определяющего взаимоотношения участников инвестиционной деятельности, их права, обязанности и ответственность за качество строительной продукции и услуг. Как видим, урочное положение охватывает практически все вопросы строительного производства.

После второй мировой войны началось восстановление городов, промышленных предприятий, в результате чего интенсивное развитие получила строительная индустрия. Кроме того, к 50-м годам в нашей стране разработана новая методика расчета строительных конструкций по предельным состояниям. В связи с этим на основе достижений науки, техники и технологии взамен Урочного положения была создана новая система нормативных документов в строительстве.

Основным сводом нормативных документов стали Строительные нормы и правила - СНиП, утвержденные в 1954 г. для обязательного применения с 1 января 1955 г. СНиП-54 состояли из четырех частей.

Часть I «Строительные материалы, детали и конструкции» содержала номенклатуру и основные размеры строительных материалов и деталей, основные требования к их качеству, указания по выбору и применению строительных материалов, деталей и конструкций при проектировании и

возведении зданий и сооружений, основные правила перевозки, хранения и приемки строительных материалов, деталей и конструкций.

Часть II «Нормы строительного проектирования» включала общие положения по строительному проектированию (основные положения по классификации зданий и сооружений, по единой модульной системе, нормы огнестойкости строительных конструкций, условные графические и буквенные обозначения), нормы проектирования, каменных, бетонных железобетонных, стальных и деревянных конструкций, а также оснований; зданий и сооружений, нормы проектирования объектов промышленного и жилищно-гражданского строительства (планировка населенных мест и генеральные планы промышленных предприятий, промышленные, жилые, и общественные здания, строительная теплотехника, ограждающие конструкции, естественное и искусственное освещение), нормы проектирования санитарно-технических сооружений и устройств (наружного и внутреннего водопровода и канализации, отопления, вентиляции и газоснабжения), нормы проектирования объектов гидротехнического и транспортного строительства (морских и речных гидротехнических сооружений, железных и автомобильных дорог, мостов, труб и тоннелей).

Часть III «Правила производства и приемки строительных работ» содержала общие положения по организации и механизации строительства и по проектированию организации строительных работ, правила производства строительных работ, требования к качеству строительных работ и основные допуски, правила промежуточной и окончательной приемки строительных работ, а также указания по приемке в эксплуатацию законченных строительством предприятий, зданий и сооружений.

Часть IV «Сметные нормы на строительные работы» включала правила определения сметной стоимости строительных материалов, деталей и конструкций, нормы для определения сметной стоимости машиномен, нормы

амортизационных отчислений по строительным машинам и оборудованию, сметные нормы на общестроительные и специальные строительные работы.

Легко заметить, что СНиП-54 объединяли все аспекты строительства от требований к строительным материалам до сдачи объекта в эксплуатацию, что роднит нормы 1954 года с предшествующими Урочными положениями.

В дальнейшем происходил неоднократный пересмотр строительных норм и правил - в 1962, 1974 и 1982 годах. При этом структура и содержание норм менялись. Прежде всего, все вопросы части I СНиП-54, касающиеся требований к строительным материалам, деталям и конструкциям, выделены из СНиП и утверждены в качестве стандартов как часть Государственной системы стандартизации, а с утверждением ГОСТ 1.0-92-2013 и ГОСТ 2.001-2014 введена межгосударственная система стандартизации. В рамках этой системы в конце 60-х годов создана Единая система конструкторской документации (ЕСКД), регламентирующая требования к рабочим чертежам на все виды промышленной продукции. Поскольку строительная продукция (здания, сооружения) имеет свои специфические особенности, в конце 70-х годов разработана и введена в действие Система проектной документации для строительства (СПДС). Здесь также был разработан и принят межгосударственный стандарт.

Таким образом, в восьмидесятых годах в СССР окончательно сформировалась система нормативных документов для строительства: государственные стандарты на строительные материалы, детали и конструкции, содержащие требования к этим изделиям промышленного производства, стандарты СПДС с требованиями к рабочим чертежам в области строительства, и строительные нормы, и правила, включающие вопросы проектирования конструкций, зданий, сооружений, правила их возведения, сметные нормы и т.п.

В настоящее время утвержден "Перечень нормативных документов, действующих на территории Российской Федерации". Этот перечень включает практически все нормативные документы бывшего Советского Союза. Другими словами, система нормативных документов 1932 года продолжает действовать и

в настоящее время. Поэтому рассмотрим подробнее состав и содержание двух основных систем документов для строительства, действующих на территории России, - Государственные стандарты (ГОСТ) и строительные нормы и правила (СНиП)

Государственная система стандартов СССР состояла из 25 комплексов (систем). Каждому комплексу присвоен свой порядковый номер - индекс, код. Так, индекс 1 присвоен комплексу стандартов Государственной системы стандартизации (ГСС), где изложены требования к стандартам, цели и объекты стандартизации, структура и содержание ГСС и другие общие вопросы стандартизации. Под индексом 2 содержится комплекс стандартов Единой системы конструкторской документации. Индекс 21 объединяет комплекс стандартов Системы проектной документации да строительства.

Кроме цифровых кодов, характеризующих номер комплекса, ГСС содержит буквенные обозначения, отражающие определенные отрасли техники и технологии. Так, раздел ГСС под индексом "Ж" включает стандарты в области строительства и строительных материалов. Дальнейшая рубрикация данного раздела ГСС содержит буквенно-цифровой индекс, состоящий из буквы "Ж" и номера раздела, начиная с нуля. Подразделам дополнительно присвоены свои номера.

В приведенном списке отсутствуют некоторые разделы и подразделы - они не включены в упомянутый выше "Перечень..." 1992 года и в настоящее время недействительны. Необходимо подчеркнуть, что часть стандартов, касающихся отдельных материалов и изделий для строительства, помещены в других группах ГСС.

Например, в группу «А» — «Горное дело. Полезные ископаемые» включен раздел «А4. Естественные строительные материалы и камни».

Группа «В» — «Металлы и металлические изделия» содержит раздел «В2Сталь углеродистая обыкновенного качества (рядовой прокат)»; профили по этим стандартам находят широкое применение в строительных конструкциях.

Группа «И» –«Силикатно-керамические и углеродные материалы и изделия» включает стандарты на стекло и строительные стеклянные изделия.

В группе «К» - «Лесоматериалы. Изделия из древесины. Целлюлоза. Бумага. Картон» приведены стандарты на пиломатериалы и многие столярные изделия.

Другие группы ГСС также содержат определенное количество стандартов на материалы, изделия и приборы, применяемые в строительстве: краски и пигменты, смолы, пластмассовые изделия, измерительные приборы и др.

Таким образом, перечисление разделов ГСС, содержащих стандарты на материалы и изделия для строительства, подтверждает мысль о том, что со строительством связаны многие отрасли промышленного производства.

Рассмотрим структуру комплекса 21 - Системы проектной документации для строительства. Напомним, что стандарты СПДС включены в подраздел "Ж01. Техническая документация. Рабочие чертежи". Комплекс СПДС распределен на 10 квалификационных групп, которым присвоены цифровые коды:

- общие положения СПДС;
- общие правила оформления чертежей и текстовых документов;
- правила обращения проектной документации;
- правила выполнения проектной документации по инженерным изысканиям;
- правила выполнения технологической проектной документации;
- правила выполнения архитектурно-строительной проектной документации;
- правила выполнения проектной документации инженерного обеспечения (сети, инженерное оборудование и т.п.);
- правила выполнения типовой проектной документации;
- правила выполнения машинно-ориентированных проектных документов;
- прочие стандарты.

Обозначения стандартов СПДС построены по квалификационному принципу: ГОСТ 21.XVV—XX. СПДС, где:

- ГОСТ — категория нормативного документа;
- 21 — двузначный цифровой код (индекс), заканчивающийся точкой;
- X — одна цифра (после точки), обозначающая номер (код) квалификационной группы, как указано выше;
- УУ — двузначное число, обозначающее порядковый номер стандарта в данной квалификационной группе;
- XX — две последние цифры (после тире), указывающие год утверждения стандарта.

Например, запись: ГОСТ 21.501—201. СПДС. Правила выполнения архитектурно-строительных рабочих чертежей означает государственный стандарт комплекса СПДС 5-й квалификационной группы; документ имеет порядковый номер 1 в группе; стандарт утвержден в 2012 году.

Необходимо помнить, что уровень стандартизации отражает состояние научно-технического потенциала в стране. Таким образом, можно сформулировать следующее: стандартизация в строительстве представляет собой процесс установления и применения, единых правил и требований с целью упорядочения деятельности людей для достижения оптимальных и экономичных решений.

Стандарт — нормативно-технический документ, разрабатываемый как на материальные предметы, так и на нормы, правила; требования к объектам организационно-методического и общетехнического характера на основе достижений науки, техники, технологии и передового опыта.

Стандарты подразделяли на несколько уровней.

- Межгосударственные стандарты. (ГОСТ) обязательны к применению на всей территории страны вне зависимости от отрасли или ведомства.
- Стандарты (СТО) обязательны к применению только на предприятиях данной отрасли.

- Стандарты предприятия (СТП) имеют юридическую силу только на данном предприятии (заводе, фабрике, производственном объединении).

- Стандарты всех уровней на материальные предметы четко регламентируют вид, тип, размеры, сорт продукции, методы испытаний или другие виды контроля качества, маркировку и упаковку продукции, а также правила транспортирования и хранения.

Кроме стандартов применялись и другие нормативные документы.

Технические условия (ТУ) – нормативно-технический документ, содержащий комплекс требований к конкретным типам, маркам и размерам продукции, разрабатываемый для мелкосерийной продукции, на опытные образцы и т.п.

Временные технические условия (ВТУ) – такой же документ, что и ТУ, но действующий в течение ограниченного срока.

Наряду со стандартами в строительстве действует своя специфическая система нормативных документов — строительные нормы и правила.

Как уже отмечалось, эта система документов неоднократно подвергалась пересмотру и с 1954 года претерпела существенные изменения. Строительные нормы и правила, как система нормативных документов, находится в непрерывном развитии. Первоначально введенный в 1954 г. СНиП представлял собой единый – документ, обязательный для применения во всех отраслях строительства. СНиП–54 содержал основные, наиболее принципиальные требования, правила и нормы, проверенные в практике проектирования и строительства. В необходимых случаях в развитие СНиП разрабатывались нормативные документы более низкого уровня: технические условия, инструкции и др.

Например, в развитие главы СНиП П-Б.3–54 "Бетонные и железобетонные конструкции зданий и промышленных сооружений" разработаны:

- НиТУ 20—55 — Нормы и технические условия проектирования бетонных и железобетонных конструкций;

- СН 10—57 — Инструкция по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций;
- И123—55/МСПМХП — Инструкция по расчету сечений элементов железобетонных конструкций.

Такого же вида нормативные документы составлены в развитие и других глав СНиП. Следовательно, уже с введением СНиП-54 началось формирование определенной системы взаимосвязанных нормативных документов.

В 1962 г. произведен пересмотр строительных норм и правил. Как единый документ СНиП прекратил свое существование. Теперь каждая глава СНиП представляла собой отдельный документ и издавалась самостоятельно. Содержание глав расширено с использованием материалов НИТУ, СН и других развивающих документов.

При необходимости разработки новых документов, не охваченных СНиП-62, составлялись инструкции с шифром "СН". Так, в 1969 г. введена в действие "Инструкция о порядке разработки и утверждения нормативных документов по строительству" - СН 365-69, предназначенная только для документов строительных норм и правил. Документы в виде государственных стандартов регламентировались создаваемой в то время ГСС.

Поскольку главы СНиП содержали только наиболее важные вопросы и не могли охватить всего многообразия встречающихся на практике ситуаций, в их развитие разрабатывались полу нормативного характера Руководства. Составление и утверждение Руководств осуществляли ведущие научно-исследовательские институты, получившие статус головных институтов в той или иной области строительства: ЦНИИСК, ЦНИИ промзданий, НИИЖБ, ЦНИИ проектсталь конструкция и др.

Следующий пересмотр документов СНиП произведен в 1974 г. При этом значительно видоизменена первая часть СНиП. Ранее содержащиеся в этой части требования к строительным материалам, деталям и конструкциям исключены из СНиП и представлены в виде государственных стандартов.

В первую часть СНиП включены общие положения, где впервые сформулированы требования к системе нормативных документов в строительстве. Установлен порядок разработки новых и пересмотра действующих нормативных документов, представления их к утверждению, введения в действие и издания. Государственные стандарты в области строительства, как уже отмечалось, отнесены к Государственной системе стандартизации.

Действующие и в настоящее время Нормы-82 состоят из 5 частей, каждая из которых в свою очередь подразделена на группы. Классификатор СНиП устанавливает состав и цифровое обозначение (шифр) отдельных групп. Шифр состоит из букв "СНиП", номера части (одна цифра), номера группы (две цифры) и номера документа (две цифры), отделенных друг от друга точками; две последние цифры, присоединяемые через тире, обозначают год утверждения документа. Например, СНиП 2.01.01-82.

Ниже приведен полный классификатор строительных норм и правил.

1. Организация, управление, экономика.

Группы:

01. Система нормативных документов в строительстве;

02. Организация, методология и экономика проектирования и инженерных изысканий;

03. Организация строительства. Управление строительством;

04. Нормы продолжительности проектирования и строительства;

05. Экономика строительства;

06. Положение об организациях и должностных лицах;

2. Нормы проектирования.

Группы:

01. Общие нормы проектирования;

02. Основания и фундаменты;

03. Строительные конструкции;

04. Инженерное оборудование зданий и сооружений. Внешние сети;
05. Сооружения транспорта;
06. Гидротехнические и энергетические сооружения, мелиоративные системы и сооружения;
07. Планировка и застройка населенных пунктов;
08. Жилые и общественные здания;
09. Промышленные предприятия, производственные здания и сооружения, вспомогательные здания; Инвентарные здания;
10. Сельскохозяйственные предприятия, здания и сооружения;
11. Склады;
12. Нормы отвода земель;
3. Организация, производство и приемка работ.

Группы:

01. Общие правила строительного производства;
02. Основания и фундаменты;
03. Строительные конструкции;
04. Защитные, изоляционные и отделочные покрытия;
05. Инженерное и технологическое оборудование и сети;
06. Сооружения транспорта;
07. Гидротехнические и энергетические сооружения, мелиоративные системы и сооружения;
08. Механизация строительного производства;
09. Производство строительных конструкций, изделий и материалов;
4. Сметные нормы. Состав и обозначение сметных норм и правил установлены отдельными постановлениями Госстроя.
5. Нормы затрат материальных и трудовых ресурсов.

Группы:

01. Нормы расхода материалов;

02. Нормы потребности в строительном инвентаре, инструменте и механизмах;

03. Нормирование и оплата проектно-изыскательских работ;

04. Нормирование и оплата труда в строительстве;

Каждая группа включает ряд нормативных документов, посвященных отдельным конкретным вопросам. При этом любой документ группы имеет свой цифровой индекс. Так, во 2-й части СНиП (нормы проектирования группа 03 (строительные конструкции) содержит следующие документы:

01 – бетонные и железобетонные конструкции;

02 – бетонные и железобетонные конструкции из плотного® силикатного бетона;

03 – армоцементные конструкции;

04 – бетонные и железобетонные конструкции, работающие в условиях высоких температур;

05 – стальные конструкции;

06 – алюминиевые конструкции;

07 – каменные и армокаменные конструкции;

08 – деревянные конструкции;

09 – асбестоцементные конструкции;

10 – кровли;

11 – защита строительных конструкций от коррозии;

12 – полы.

Как правило, каждый из перечисленных документов по строительным конструкциям содержит следующие основные разделы:

- Общие расчетные положения.
- Расчетные характеристики материалов.
- Расчет элементов по предельным состояниям.
- Расчет соединений элементов.
- Конструктивные требования.

Кроме того, четвертая часть СНиП существенно видоизменена: в ней остались только сметные нормы, а нормы затрат материальных и трудовых ресурсов составили содержание новой, пятой части СНиП.

Сохранено установленное в 1962 г. независимое издание отдельных СНиП. В их развитие начали разрабатывать вспомогательные пособия, которые детализируют отдельные положения норм, содержа примеры и алгоритмы расчетов, текстовые, табличные и графические и другие данные, необходимые для проектирования и строительства.

Как уже отмечалось, многие нормативные документы и стандарты СССР продолжают действовать на территории России. Вместе с тем, в Российской Федерации продолжается разработка новой системы нормативных документов в строительстве.

Главная направленность вновь разрабатываемой системы – защита прав и охраняемых законом интересов потребителей строительной продукции, а также интересов общества и государства при развитии самостоятельности и инициативы предприятий, организаций и специалистов.

Одним из основных средств решения этой задачи является переход к новым методическим принципам, которые находят все большее распространение в практике международной стандартизации.

В отличие от традиционно сложившегося у нас так называемого описательного или предписывающего подхода, когда в нормативных документах приведены подробные описания конструкций, методов расчета, применяемых материалов и т.п., вновь создаваемые документы системы должны содержать в первую очередь эксплуатационные характеристики строительных изделий и сооружений, основанные на требованиях потребителя.

В соответствии с новыми принципами создаваемые нормативные документы должны не предписывать, как проектировать и строить, а устанавливать требования к строительной продукции, которые необходимо удовлетворить, или цели, которые следует достигнуть в процессе

проектирования и строительства. Способы же достижения поставленных целей в виде объемно-планировочных, конструктивных или технологических решений должны носить рекомендательный характер.

Разработка нормативных документов на основе новых принципов - процесс длительный. К началу 2000 года приняты и введены в действие лишь несколько новых нормативных документов.

Прежде всего, следует отметить выход новых стандартов СПДС. В 1992- 93 гг. введены в действие новые стандарты по оформлению архитектурно-строительных рабочих чертежей. При этом стандарты России [10, 11] имеют дополнительный индекс "Р" после обозначения категории документа - "ГОСТ". Но кроме российских федеральных документов началась разработка межгосударственных стандартов, т.е. документов, принятых многими странами СНГ.

Несомненный интерес представляет утвержденный в 2003 г. документ СНиП 10-01-2003, который определяет основные цели, принципы и общую структуру системы нормативных документов в строительстве, требования к нормативным документам, их содержанию, построению, изложению и оформлению, порядок разработки, принятия и применения. Рассмотрим основные положения пересматриваемой системы СНиП.

В соответствии со СНиП 10-01-2003 - все нормативные документы подразделены на государственные (федеральные) документы, документы субъектов Российской Федерации и производственно-отраслевые документы субъектов хозяйственной деятельности. Очевидна преемственность с предшествующим разделением стандартов на уровни - ГОСТ, ОСТ, РСТ и СТП.

В состав федеральных нормативных документов по СНиП 10-01-94 включены:

- строительные нормы и правила Российской Федерации - СНиП;
- государственные стандарты Российской Федерации в области строительства – ГОСТ Р;

- своды правил по проектированию и строительству – СП;
- руководящие документы системы – РДС.
- нормативные документы субъектов Российской Федерации, которые представляют собой территориальные строительные нормы ТСН.
- производственно-отраслевые нормативные документы, которые состоят из стандартов предприятий (производственных объединений) - СТП и стандартов общественных объединений - СТО.

Предусмотрено, что СНиП устанавливают требования, определяющие цель которые необходимо достигнуть, и принципы, которыми следует руководствоваться в процессе создания строительной продукции. По своему содержанию вновь разрабатываемые или пересматриваемые нормативные документы должны включать следующие положения.

Государственные стандарты в зависимости от их вида содержат обязательные и рекомендуемые положения, определяющие конкретные параметры и характеристики отдельных частей зданий и сооружений, строительных изделий и материалов и обеспечивающие техническое единство при разработке, производстве и эксплуатации этой продукции, в том числе:

- требования к нормативной, проектной, технологической и другим видам документации;
- требования по размерной и функциональной совместимости и взаимозаменяемости в строительстве;
- контролируемые характеристики и параметры помещений и конструктивных частей зданий и сооружений, а также элементов инженерных систем;
- требования к группам однородной продукции предприятий стройиндустрии и стройматериалов, к наиболее массовым конкретным видам строительных изделий, материалов и оборудования;

- правила приемки и методы контроля (испытаний и измерений) в строительстве и при производстве строительных изделий, материалов и оборудования.

Своды правил включают (с необходимой полнотой) рекомендуемые в качестве официально признанных и оправдавших себя на практике положения, применение которых позволяет обеспечить соблюдение обязательных требований строительных норм, правил и стандартов и будет способствовать качеству технической документации для использования в договорах (контрактах) на поставку продукции или строительство объекта.

Строительные нормы и правила должны содержать основные организационно-методические требования, направленные на обеспечение необходимого уровня качества строительной продукции, общие технические требования по инженерным изысканиям для строительства, проектированию и строительству, а также требования к планировке и застройке, зданиям и сооружениям, строительным конструкциям, основаниям и системам инженерного оборудования.

Указанные требования должны определять следующие параметры:

- надежность зданий и сооружений и их систем в расчетных условиях эксплуатации, прочность и устойчивость строительных конструкций и оснований;

- устойчивость зданий и сооружений и безопасность людей при землетрясениях, обвалах, оползнях и в других запроектных воздействиях, т.е. в расчетных условиях опасных природных воздействий;

- устойчивость зданий и сооружений и безопасность людей при пожарах и других расчетных аварийных ситуациях;

- охрану здоровья людей в процессе эксплуатации, необходимые тепловой, воздушно-влажностный, акустический и световой режимы помещений;

- эксплуатационные характеристики и параметры зданий и сооружений различного назначения и правила их размещения с учетом санитарных, экологических и других норм;

- сокращение расхода топливно-энергетических ресурсов и уменьшение потерь теплоты в зданиях и сооружениях.

В строительные нормы и правила не включают требования к технологическим процессам, для которых предназначены здания и сооружения, а также другие положения, относящиеся к компетенции соответствующих отраслевых органов. В необходимых случаях в строительных нормах и правилах следует привести ссылки на санитарные, экологические и другие нормативные требования.

Вместе с тем, необходимо отметить, что впервые в составе одной системы собраны все нормативные документы: и строительные нормы и правила с подчиненными им документами, и различного уровня стандарты. Такой подход характерен для международной стандартизации. Можно полагать, что развитие отечественной системы нормативных документов в строительстве пойдет по пути все большего сближения с системами ISO.

Текстовая часть проектной документации содержит сведения в отношении объекта капитального строительства, описание принятых технических и иных решений, пояснения, ссылки на нормативные и (или) технические документы, используемые при подготовке проектной документации и результаты расчетов, обосновывающие принятые решения.

Графическая часть отображает принятые технические и иные решения и выполняется в виде чертежей, схем, планов и других документов в графической форме. Согласно действующему Постановлению правительства в проектной документации должен выделяться раздел «КР» – конструктивные решения. Этот раздел должен содержать:

в текстовой части

а) сведения о топографических, инженерно-геологических, гидрогеологических, метеорологических и климатических условиях земельного участка, предоставленного для размещения объекта капитального строительства;

б) сведения об особых природных климатических условиях территории, на которой располагается земельный участок, предоставленный для размещения объекта капитального строительства;

в) сведения о прочностных и деформационных характеристиках грунта в основании объекта капитального строительства;

г) уровень грунтовых вод, их химический состав, агрессивность грунтовых вод и грунта по отношению к материалам, используемым при строительстве подземной части объекта капитального строительства;

д) описание и обоснование конструктивных решений зданий и сооружений, включая их пространственные схемы, принятые при выполнении расчетов строительных конструкций;

е) описание и обоснование технических решений, обеспечивающих необходимую прочность, устойчивость, пространственную неизменяемость зданий и сооружений объекта капитального строительства в целом, а также их отдельных конструктивных элементов, узлов, деталей в процессе изготовления, перевозки, строительства и эксплуатации объекта капитального строительства;

ж) описание конструктивных и технических решений подземной части объекта капитального строительства;

з) описание и обоснование принятых объемно-планировочных решений зданий и сооружений объекта капитального строительства;

и) обоснование номенклатуры, компоновки и площадей основных производственных, экспериментальных, сборочных, ремонтных и иных цехов, а также лабораторий, складских и административно-бытовых помещений, иных помещений вспомогательного и обслуживающего назначения - для объектов производственного назначения;

к) обоснование номенклатуры, компоновки и площадей помещений основного, вспомогательного, обслуживающего назначения и технического назначения - для объектов непромышленного назначения;

л) обоснование проектных решений и мероприятий, обеспечивающих: соблюдение требуемых теплозащитных характеристик ограждающих конструкций; снижение шума и вибраций; гидроизоляцию и пароизоляцию помещений; снижение загазованности помещений; удаление избытков тепла; соблюдение безопасного уровня электромагнитных и иных излучений, соблюдение санитарно-гигиенических условий; пожарную безопасность; соответствие зданий, строений и сооружений требованиям энергетической эффективности и требованиям оснащенности их приборами учета используемых энергетических ресурсов (за исключением зданий, строений, сооружений, на которые требования энергетической эффективности и требования оснащенности их приборами учета используемых энергетических ресурсов не распространяются);

м) характеристику и обоснование конструкций полов, кровли, подвесных потолков, перегородок, а также отделки помещений;

н) перечень мероприятий по защите строительных конструкций и фундаментов от разрушения;

о) описание инженерных решений и сооружений, обеспечивающих защиту территории объекта капитального строительства, отдельных зданий и сооружений объекта капитального строительства, а также персонала (жителей) от опасных природных и техногенных процессов;

о_1) перечень мероприятий по обеспечению соблюдения установленных требований энергетической эффективности к конструктивным решениям, влияющим на энергетическую эффективность зданий, строений и сооружений;

в графической части

п) поэтажные планы зданий и сооружений с указанием размеров и экспликации помещений;

р) чертежи характерных разрезов зданий и сооружений с изображением несущих и ограждающих конструкций, указанием относительных высотных отметок уровней конструкций, полов, низа балок, ферм, покрытий с описанием конструкций кровель и других элементов конструкций;

с) чертежи фрагментов планов и разрезов, требующих детального изображения;

т) схемы каркасов и узлов строительных конструкций;

у) планы перекрытий, покрытий, кровли;

ф) схемы расположения ограждающих конструкций и перегородок;

х) план и сечения фундаментов.

2. НАГРУЗКИ И ВОЗДЕЙСТВИЯ, ИХ СОЧЕТАНИЯ И КОМБИНАЦИИ. ПОНЯТИЕ О ПЕРЕРАСПРЕДЕЛЕНИИ НАГРУЗОК И ОСНОВЫ СБОРА НАГРУЗОК НА ЭЛЕМЕНТЫ

2.1. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения

2.1.1. Понятие о нагрузке. Определение воздействий. Основные типы нагрузок и воздействий, которые испытывают здания и сооружения.

При проектировании строительных конструкций одна из первоочередных задач — выяснить, что же может действовать на строительный объект (здание, сооружение) или на его элементы, каким воздействиям этот объект должен противостоять (сопротивляться). Вследствие многообразия воздействий принято подразделять на два вида: силовые (нагрузки) и не силовые (воздействия в узком толковании этого термина).

Нагрузка — механическое воздействие, мерой которого служит величина, характеризующая величину и направление этого воздействия и вызывающая определенное напряженно — деформированное состояние конструкций и их элементов.

Воздействие — явление, также вызывающее определенное напряженно-деформированное состояние конструкций, но не связанное с действием нагрузки. На рис. 2.1 схематично представлены нагрузки и воздействия, которые могут действовать на многоэтажное здание.

В дальнейшем, когда это возможно, словосочетание "нагрузки и воздействия" для краткости заменено термином "нагрузки". К собственно нагрузкам относят собственный вес конструкции, вес других частей зданий и сооружений, вес оборудования, материалов, людей, атмосферных осадков и т.п.

К собственно воздействиям относят следующие явления:

- температурные воздействия, вызывающие удлинения или укорочения

линейных размеров элементов, в связи с чем в элементах и конструкциях возникает внутреннее напряженное состояние, а в помещениях возможно изменение теплового режима;

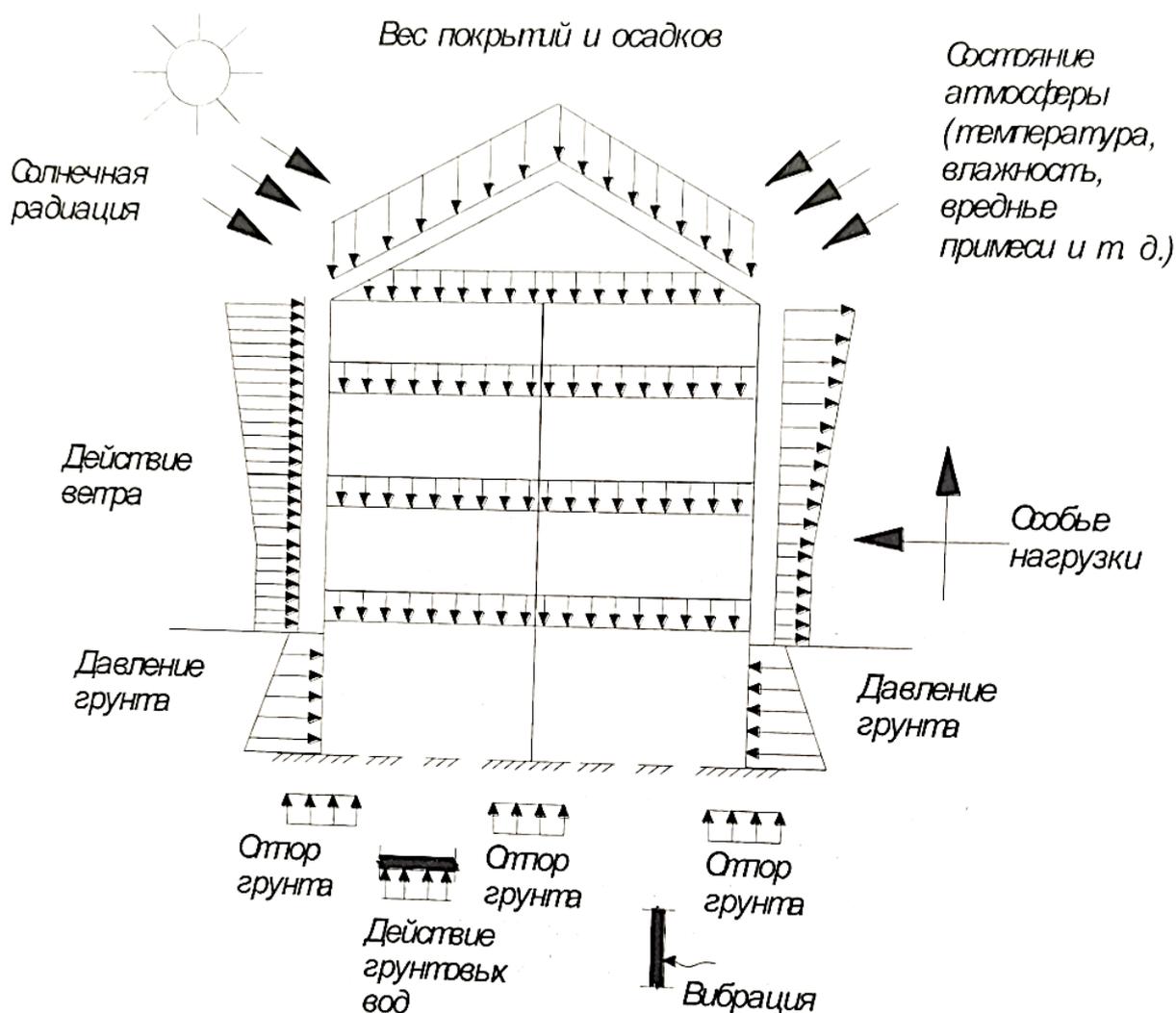


Рис. 2.1 Нагрузки и воздействия на здание

- воздействие атмосферной или грунтовой влаги, а также парообразной влаги (конденсация влаги из воздуха при резком перепаде температур), что может привести к изменению свойств материалов строительных конструкций или нарушить микроклимат в помещении; кроме того, возможно снижение прочностных характеристик грунта основания;
- проникновение наружного воздуха внутрь помещений, что приводит к изменению их влажностного и теплового режима;
- наличие в воздухе агрессивных химических примесей, что приводит к

явлению коррозии, особенно в присутствии влаги;

- биологические воздействия, вызываемые насекомыми или микроорганизмами, что приводит к различным повреждениям конструкции из органических материалов;

- звуковые воздействия (шум) от источников вне здания или сооружения, нарушающие нормальную акустическую обстановку внутри, здания или вызывающие явление резонанса;

- самопроизвольные деформации материалов (усадка, ползучесть), вызывающие "собственные" напряжения в элементах и конструкциях; сейсмические воздействия, вызывающие резкие колебания основания вместе со зданиями и сооружениями;

- явления деформации оснований, обусловленных коренным изменением структуры грунта (при замачивании просадочных грунтов) или оседанием грунта в районах горных выработок или в карстовых районах;

- вибрационные воздействия от источников, расположенных вне здания или сооружения.

Перечисленные воздействия учитывают в основном при архитектурном проектировании, но большинство из них оказывает существенное влияние на работу конструкций, поэтому их также учитывают и при проектировании строительных конструкций наряду с нагрузками. Основной характеристикой нагрузки (воздействия) принято ее нормативное значение.

2.1.2. Понятие о нормативной и расчетной нагрузке. Понятие об эквивалентной нагрузке.

Нормативная нагрузка – наибольшая величина внешней нагрузки, при действии которой возможна нормальная эксплуатация здания, сооружения, конструкции или основания. Величины нормативных значений нагрузок и воздействий устанавливают нормы проектирования на основании заранее заданной вероятности превышения средних значений нагрузок или принимают

равными их номинальным значениям.

Так, для нагрузок от веса частей зданий, а также от веса и давления грунтов нормативные значения приняты по проектным величинам геометрических и конструктивных параметров и по средним значениям объемного веса материалов.

Иной подход предусмотрен для технологического оборудования, приборов, материалов или монтажных нагрузок для них нормативные (значения установлены по наибольшим величинам в условиях нормальной эксплуатации или возведения).

Для атмосферных нагрузок (ветровой, снеговой, гололедной, волновой и т.п.) и климатических воздействий (температурных, влажностных и др.) за нормативные величины принимают средние из ежегодных наиболее неблагоприятных значений или неблагоприятные значения, соответствующие определенному периоду их повторения или превышения.

Нормативные значения динамических нагрузок от машин устанавливают по среднестатистическим значениям параметров, определяющих эту нагрузку, или по проектным значениям масс и геометрических размеров движущихся частей машины в соответствии с ее кинематической схемой и режимом движения.

Следовательно, величину нормативной нагрузки назначают в зависимости от степени изученности тех или иных явлений или от предсказуемости атмосферных процессов.

Так, для железобетонной балки с проектными размерами поперечного сечения 300 x 800 мм, учитывая средний объемный вес железобетона 25кН/м³, нормативная нагрузка от собственного веса составит

$$q_n = 0,3 \cdot 0,8 \cdot 25 = 6,0 \text{ кН / м.}$$

Хотя основная характеристика нагрузки ее нормативное значение, в расчетах эти значения не используют. Нормативная нагрузка – основа для определения расчетных нагрузок, которые и применяют для расчета конструкций.

Расчетная нагрузка максимально возможная, но реально существующая величина нагрузки, при действии которой может наступить то или иное предельное состояние конструкции.

Для численного определения расчетной нагрузки введено понятие «коэффициент надежности по нагрузке» γ_f . Ранее его называли "коэффициент перегрузки". Этот коэффициент показывает, насколько расчетная нагрузка больше (или меньше, что значительно реже) ее нормативного значения. Другими словами, коэффициент γ_f может быть больше (меньше) единицы или равен ей. Конкретные значения коэффициента надежности по нагрузке зависят от двух основных параметров. Во-первых, величина γ_f зависит от вида рассматриваемого предельного состояния. Поскольку вторая группа предельных состояний определяет пригодность конструкций к нормальной эксплуатации, то вполне логично для этой группы принять $\gamma_f = 1$. Иначе обстоит дело с предельными состояниями первой группы, когда наступление предельного состояния в принципе приводит к невозможности дальнейшей эксплуатации конструкции.

Поэтому при оценке предельных состояний первой группы величину расчетной нагрузки увеличивают или уменьшают (что происходит значительно реже) по сравнению с нормативной нагрузкой.

Следовательно, при расчетах используют два вида расчетных нагрузок. В расчетах по первой группе предельных состояний применяют расчетные предельные нагрузки, при этом $\gamma_f > 1$.

В расчетах же по второй группе предельных состояний расчетные нагрузки получили наименование эксплуатационных и при этом $\gamma_f = 1$.

Во-вторых, на величину γ_f существенное влияние оказывает вид нагрузки и степень ее изменчивости. Чем меньше амплитуда изменений нагрузки, тем ближе к единице будет величина, но все же она будет отличаться от единицы.

Так, нагрузка от собственного веса конструкции зависит от ее размеров и объемного веса материала. Чем выше однородность материала, тем в более узких пределах колеблется изменение его плотности и объемного веса. Чем надежней контроль качества при изготовлении конструкций, тем меньше размеры поперечных сечений элементов отклоняются от проектных.

Наглядным примером служат значения коэффициентов надежности по нагрузке для веса конструкций, которые устанавливают нормы проектирования СП «Нагрузки и воздействия»:

- для металлических конструкций $\gamma_f = 1,05$;
- для бетонных со средней плотностью свыше 1600 кг/м^3 , железобетонных, каменных и деревянных конструкций $\gamma_f = 1,1$;
- для бетонных конструкций со средней плотностью 1600 кг/м^3 и менее, изготавливаемых в заводских условиях, $\gamma_f = 1,2$;
- то же, но изготавливаемых на строительной площадке, $\gamma_f = 1,3$.

Такой же подход и для веса грунтов:

- для грунтов в природном залегании $\gamma_f = 1,1$;
- для насыпных грунтов $\gamma_f = 1,5$.

Выше отмечалось, что иногда расчетная нагрузка может быть меньше нормативной. Это возможно при проверке конструкций на устойчивость положения против опрокидывания, а также в других случаях, когда уменьшение веса конструкций и грунтов может ухудшить условия работы конструкций. В подобных случаях расчетную нагрузку следует распределять при $\gamma_f = 0,9$.

Значения коэффициентов надежности. По другим видам нагрузок регламентируют нормы проектирования.

Поясним методику назначения нормативных значений ветрового давления как средней величины из ежегодных наиболее неблагоприятных значений давления ветра. В качестве примера приведем ежегодные максимальные значения ветровых давлений (кПа) по результатам измерений. За 30 лет: 0,41;

0,37; 0,36; 0,48; 0,30; 0,35; 0,38; 0,34; 0,31; 0,45; 0,35; 0,39; 0,49; 0,34; 0,53; 0,29; 0,41; 0,36; 0,33; 0,37; 0,30; 0,43; 0,51; 0,39; 0,34; 0,28; 0,33; 0,54; 0,32; 0,36.

Сумма всех максимальных ежегодных давлений равна 11,42кПа, среднее за 30 лет значение максимального ветрового давления составляет 0,3807кПа. Последняя величина с округлением и принята в качестве нормативного ветрового давления. Вместе с тем из приведенных данных следует, что в отдельные годы максимальное ветровое давление значительно превышает среднюю величину. Так, давление 0,5 кПа и более встретилось трижды. При проектировании сооружений необходимо обеспечить их прочность в случае действия даже таких редких давлений, тем более, что не исключена возможность действия и более высокого ветрового давления. Поэтому значения коэффициентов надежности по ветровой нагрузке приняты: для расчета по предельным состояниям второй группы $\gamma_f = 1,0$; по предельным состояниям первой группы $\gamma_f = 1,4$.

При расчете конструкций необходимо знать величину, направление действия и место приложения конкретных нагрузок. Однако во многих случаях невозможно с достоверностью определить положение нагрузки. Так, расстановка мебели в жилом помещении может быть самой разнообразной. При этом обычно, рассматривают наиболее неблагоприятное положение нагрузок, если известна их величина. Чаще всего в таких случаях используют эквивалентные нагрузки. Значения некоторых эквивалентных нагрузок для зданий различного назначения приведены в таблице 2.1 (выдержка из СП «Нагрузки и воздействия»).

Эквивалентная нагрузка – сплошная равномерно распределенная нагрузка, от действия которой в системе или в конструкции возникают усилия, равные максимальным усилиям от фактически прикладываемой системы сосредоточенных или распределенных нагрузок. Конечно, определение величины эквивалентной нагрузки – задача непростая, но позволяет существенно упростить дальнейшие расчеты без ущерба для надежности

сооружения.

Таблица 2.1

Примеры эквивалентных нагрузок

№ п.п.	Помещения зданий и сооружений	Нормативные значения равномерно распределенных нагрузок P_t , кПа
1	Квартиры жилых зданий; спальня помещения детских дошкольных учреждений и школ-интернатов; жилые помещения домов отдыха и пансионатов, общежитий и гостиниц; палаты больниц и санаториев; террасы	1,5
2	Служебные помещения административного, инженерно-технического, научного персонала организаций и учреждений; офисы, классные помещения учреждений просвещения; бытовые помещения (гардеробные, душевые, умывальные, уборные) промышленных предприятий и общественных зданий и сооружений	2,0
3	Кабинеты и лаборатории учреждений здравоохранения, лаборатории учреждений просвещения, науки; помещения электронно-вычислительных машин; кухни общественных зданий; помещения учреждений бытового обслуживания населения (парикмахерские, ателье и т.п.); технические этажи жилых и общественных зданий высотой менее 75 м;	Не менее 2,0

2.1.3. Характеристики распределения ветровой и снеговой нагрузок

Ветровая нагрузка. Следует заметить, что по мере удаления от поверхности земли ветровое давление возрастает. Поэтому нормативные значения ветрового давления назначают для конкретных условий: только для открытой местности (побережья водоёмов, степи, пустыни, тундра и др.), где отсутствуют препятствия для ветра, и на высоте 10 м от поверхности земли и многолетние наблюдения позволили установить изменение ветрового давления в зависимости от высоты в виде криволинейного графика (см. рис.2.2, а). Аналитическое описание этой кривой весьма громоздко, поэтому ее заменили ломаной (рис. 2.2, б).

При этом по высоте от 0 до 5 м давление принято постоянным. Конечно, это не соответствует действительности, но позволяет упростить определение нагрузки. Величина ее на этом участке принята с некоторым превышением,

чтобы обеспечить небольшой запас прочности несущих конструкций.

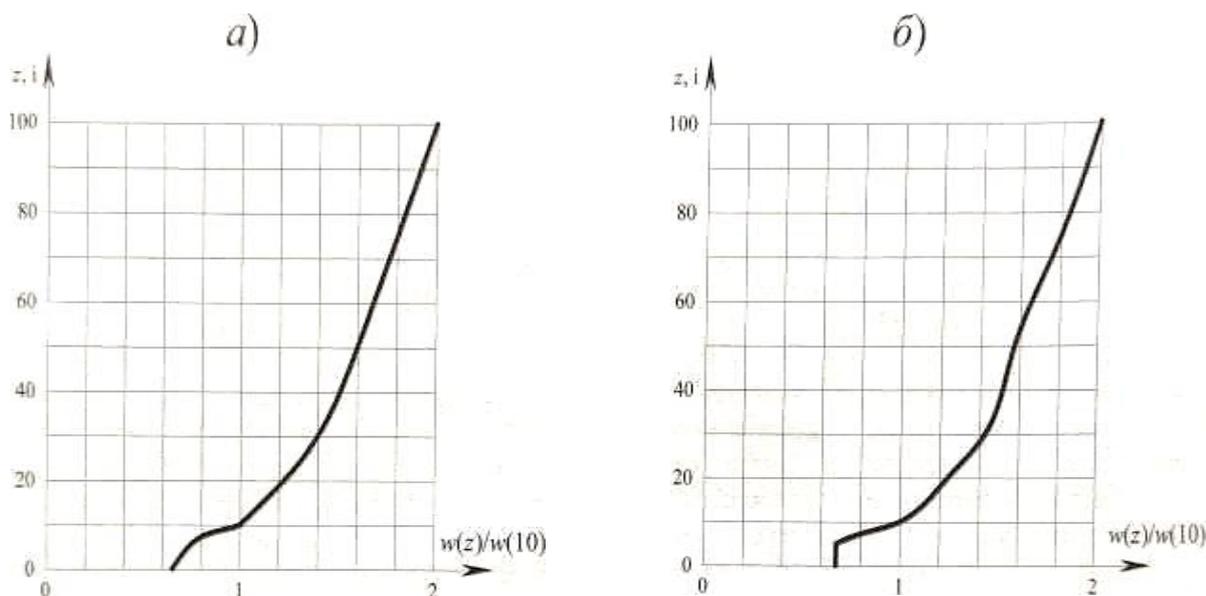


Рис. 2.2. Изменение ветрового давления по высоте: а – действительная кривая; б – заменяющая ломаная

Наличие препятствий вокруг рассматриваемого Здания снижает ветровое давление не только на это здание, но и выше. Это обстоятельство учитывают путем рассмотрения трех типов местности:

- А – открытые местности с препятствиями высотой до 10 м;
- В – городские территория или лесные массивы, равномерно покрытые препятствиями высотой от 10 до 25 м;
- С – городские районы с застройкой зданиями выше 25 м.

Для типов местности В и С предусмотрены пониженные значения ветрового давления (см. СП «Нагрузки и воздействия»).

В общем случае под ветровой нагрузкой на сооружение подразумевают совокупность следующих воздействий:

- а) нормальное давление w_e , приложенное к внешней поверхности сооружения или элемента;
- б) силы трения w_f , направленные по касательной к внешней поверхности и отнесенные к площади горизонтальной (покрытая с фонарями, шедовые и волнистые покрытия) или вертикальной проекции (стены с лоджиями и подобные конструкции);

в) нормальное давление w_i , приложенное к внутренним поверхностям зданий с проницаемыми ограждениями, с открывающимися или постоянно открытыми проемами; либо нормальные давления w_x, w_y , обусловленные общим сопротивлением сооружения в направлении осей x и y условно приложенными к проекциям сооружения на плоскости, перпендикулярные соответствующим осям.

Для определения перечисленных компонентов ветровой нагрузки используют соответствующие значения аэродинамических коэффициентов. Кроме того, в определенных условиях следует учитывать пульсационную составляющую ветровой нагрузки.

Нормативное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия следует определять по формуле:

$$S = c_e c_t \mu S_g \quad (2.1)$$

c_e – коэффициент, учитывающий снос снега с покрытий зданий под действием ветра или иных факторов, принимаемый в соответствии сп. 10.5-10.9 СП 20.13330.2016;

c_t – термический коэффициент, применяемый для учета снижения снеговых нагрузок на покрытия с высоким коэффициентом теплопередачи;

μ – коэффициент формы, учитывающий переход от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие;

S_g – Нормативное значение веса снегового покрова на 1 м горизонтальной поверхности земли, принимается по СП 20.13330.2016 в зависимости от снегового района.

В расчетах необходимо рассматривать схемы равномерно распределенных и неравномерно распределенных снеговых нагрузок на покрытия в их наиболее неблагоприятных расчетных сочетаниях. Схемы распределения снеговой нагрузки и значения коэффициента формы для покрытий определены в указанном своде правил приведем некоторые из них.

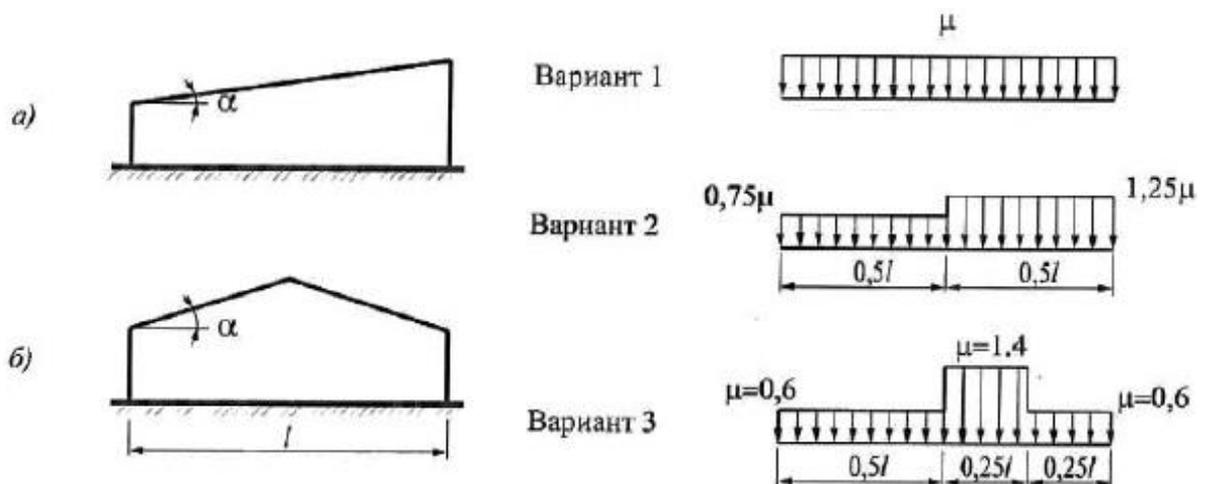


Рис. 2.3. Пример распределения снеговой нагрузки на покрытие

2.1.4 Понятие о постоянной и временной нагрузках. Временная нагрузка и длительность ее действия

Одной из важных характеристик нагрузок является продолжительность их действия на элементы зданий и сооружений. По этому признаку различают постоянные и временные нагрузки.

Постоянные нагрузки характерны тем, что они действуют постоянно, с начала образования строительного объекта и до конца его срока службы; действие их может быть прекращено только при условии исчезновения объекта. К таким нагрузкам причисляют в первую очередь вес частей зданий, вес или давление грунтов, а также горное давление. К постоянной нагрузке относят и усилия предварительного напряжения, сохраняющиеся в конструкции или в основании.

Временные нагрузки могут действовать лишь определенный период времени, меньший срока службы объекта. Продолжительность их действия колеблется в широких пределах - от долей секунды до нескольких лет, что в свою очередь, вынуждает классифицировать и временные нагрузки на длительные, кратковременные и особые.

Длительные, нагрузки имеют достаточно продолжительный срок действия - от месяца до нескольких лет; во многих случаях продолжительность действия

длительных нагрузок сопоставима со сроком службы объекта.

Кратковременные нагрузки действуют от нескольких часов до нескольких суток или недель; время их однократного действия мало по сравнению со сроком службы объекта. Следует отметить, что эти нагрузки могут действовать неоднократно: одна и та же кратковременная нагрузка может действовать много раз.

Особые нагрузки действуют, как правило, в течение очень короткого промежутка времени - от долей секунды до нескольких минут,

К длительным нагрузкам относят следующие:

а) вес временных перегородок, а также временных подливок и подбетонок под оборудование;

б) вес стационарного оборудования (станки, аппараты, моторы, емкости, трубопроводы, ленточные транспортеры, конвейеры, стационарно установленные подъемники), а также вес жидкостей и твердых тел, заполняющих оборудование;

в) давление газов, жидкостей, сыпучих материалов в емкостях и трубопроводах, а также избыточное давление или разрежение, возникающее при вентиляции шахтных сооружений;

г) вес складироваемых материалов и стеллажного оборудования в складских помещениях, холодильниках, зернохранилищах, книгохранилищах, архивах и т.п. помещениях;

д) воздействие температуры от стационарного технологического оборудования;

е) вес слоя воды на водонаполненных плоских покрытиях и перекрытиях;

ж) вес отложений технологической пыли, если ее накопление не исключено соответствующими технологическими мероприятиями;

з) часть нагрузки от веса людей, животных, оборудования на перекрытия жилых, общественных и сельскохозяйственных зданий;

и) часть вертикальной нагрузки от мостовых и подвесных кранов, равная

полному нормативному значению вертикальной нагрузки от одного крана, умноженному на коэффициент длительности;

- к) часть снеговой нагрузки;
- л) длительная часть температурного климатического воздействия;
- м) воздействия, обусловленные деформациями основания, которые не сопровождаются коренным изменением структуры грунта, а также оттаиванием вечномерзлых грунтов;
- н) воздействия, обусловленные изменением влажности, усадкой и ползучестью материалов.

Кратковременные нагрузки следующие:

- а) нагрузки от оборудования, возникающие в пусконаладочном, переходном и испытательном режимах, а также при его перестановке или замене;
- б) вес людей, ремонтных материалов в зонах обслуживания и ремонта оборудования;
- в) нагрузки от людей, животных, оборудования на перекрытия жилых, общественных и сельскохозяйственных зданий, равные полной нагрузке за вычетом длительной ее части;
- г) нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования (погрузчиков, электрокаров, кранов - штабелеров, тельферов, а также полные нагрузки от мостовых и подвесных кранов);
- д) полные значения снеговых нагрузок;
- е) полные значения температурных климатических воздействий;
- ж) ветровые нагрузки;
- з) гололедные нагрузки.

К особым нагрузкам отнесены следующие:

- а) сейсмические воздействия;
- б) взрывные воздействия;
- в) нагрузки, вызываемые резкими нарушениями технологического

процесса, временной неисправностью или поломкой оборудования;

г) воздействия, обусловленные деформациями основания, которые сопровождаются коренным изменением структуры грунта (при замачивании просадочных грунтов) или оседанием его в районах горных выработок и в карстовых районах.

Следует отметить, что понятие кратковременной нагрузки неоднозначно. В одних случаях полная нагрузка представляет собой сумму длительной и кратковременной частей данной нагрузки. Такой подход логичен, понятен и во многих случаях соответствует реальному напряженно-деформированному состоянию конструкций, например, когда справедлив принцип независимости действия сил. Однако так бывает не всегда часто указанный принцип независимости сил неприменим. Поэтому в нормах проектирования наряду с упомянутым подходом предусмотрен и другой, а именно: длительная часть внешней нагрузки по величине и по смыслу остается той же, что и ранее, а вот в качестве кратковременной принимают не часть, а полную нагрузку. Какой из этих двух подходов следует принять для расчета конструкции зависит от тех условий, в которых работает конструкция. В связи с этим в некоторых случаях нормы проектирования устанавливают два значения нормативных нагрузок: пониженное - по существу длительная часть нагрузки и полное - как кратковременная нагрузка, что отражено и в приведенном выше перечислении кратковременных нагрузок.

Ранее упомянут не встречающийся в литературе термин "коэффициент длительности". Под этим термином следует понимать отношение длительно действующей части внешней нагрузки к полной величине этой же нагрузки. По этому определению коэффициент длительности для постоянной нагрузки всегда равен единице. Для таких нагрузок, как ветровая или гололедная, он равен нулю. Иными словами, коэффициент длительности можно представить как отношение пониженного нормативного значения нагрузки к ее полному значению. Умножив полную нормативную нагрузку на коэффициент длительности,

получим пониженное нормативное значение этой же нагрузки или длительную ее часть. Во многих случаях, оговоренных в нормах проектирования, необходим учет длительного действия нагрузок.

Способ учета коэффициента надежности по ответственности γ_n может быть двояким: или умножают на него расчетные значения нагрузок, либо делят на этот коэффициент расчетные сопротивления материалов. Если принят первый способ учета γ_n , то расчетное значение нагрузки следует вычислять по формуле

$$q = q_n \gamma_f \gamma_n. \quad (2.2)$$

2.2. Комбинации нагрузок и воздействий

При действии на конструкцию двух и более нагрузок следует рассматривать не только величину и характер действия той или иной нагрузки, но и возможности одновременного действия различных нагрузок. Нет никаких сомнений, что на здание или сооружение могут одновременно действовать несколько временных нагрузок. Вопрос лишь в том, будут ли одновременно действовать максимально возможные значения этих нагрузок. Опыт эксплуатации зданий и сооружений показывает, что подобная ситуация вообще возможна, но вероятность ее возникновения очень мала.

Рассмотрим на конкретном примере, как могут действовать нагрузки в жилом многоэтажном здании.

На перекрытия каждого этажа, прежде всего действует постоянная нагрузка (вес конструкций пола, перегородок, собственный вес плит перекрытия). Предположим, что нормативная величина постоянной нагрузки равна 3,2 кПа. Временную (полезную) нагрузку будем характеризовать следующими нормативными значениями: полная нагрузка равна 1,5 кПа, длительная ее часть - 0,3 кПа. При проектировании перекрытий следует исходить из максимально возможной суммарной нагрузки: $3,2 + 1,5 = 4,1$ кПа, поскольку она может действовать на любом этаже.

При проектировании стен или колонн нижнего этажа и фундаментов необходимо учитывать полные величины постоянных нагрузок со всех вышележащих этажей.

Сложнее обстоит дело с временными нагрузками: на одних перекрытиях может действовать полная (максимальная) временная нагрузка, на других – только ее длительная часть, на остальных – какие-то промежуточные значения временной нагрузки. Очевидно, что для фундаментов учитывать только длительную часть временных нагрузок на всех этажах нельзя – суммарная временная нагрузка заведомо больше. Но и предполагать, что на всех этажах будут действовать только полные (максимальные) временные нагрузки нет оснований. Конечно, прочность колонн или фундаментов при этом наверняка будет обеспечена, но такой подход влечет неоправданно завышенный расход материалов и удорожание строительства. Многолетние наблюдения позволяют сделать вывод, что с увеличением количества этажей средняя величина временной нагрузки на этаж уменьшается. Такое положение может быть учтено с помощью коэффициента сочетаний.

Коэффициент сочетаний ψ учитывает весьма малую вероятность одновременного действия максимальных значений нескольких временных нагрузок. Он показывает, какую долю составляют реально существующие средние величины нескольких одновременно действующих временных нагрузок по сравнению с их максимальными значениями.

Как правило, при учете двух или более временных нагрузок величина коэффициента сочетаний меньше единицы. Если же действует одна временная нагрузка, $\psi = 1$.

В нормах проектирования предусмотрены два вида коэффициентов сочетания: специализированные ψ учитывающие одновременное действие нескольких однотипных временных нагрузок (нагрузки на перекрытия, нагрузки от двух и более кранов и др.); общие, учитывающие одновременное действие разнотипных временных нагрузок для наиболее неблагоприятных сочетаний

этих нагрузок. Специализированные коэффициенты сочетаний используют в следующих случаях.

При расчете балок, ригелей, плит, а также колонн и фундаментов, воспринимающих нагрузки от одного перекрытия, полные значения временных нагрузок умножают на коэффициент сочетаний, ψ_A зависящий от величины A - грузовой площади рассчитываемого элемента:

а) для квартир жилых зданий, помещений детских дошкольных учреждений, учебных помещений, домов отдыха, больничных палат, служебных помещений научных и административных учреждений, бытовых помещений промышленных предприятий и общественных зданий и сооружений при $A > A_1 = 9\text{м}^2$

$$\psi_{A_1} = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{A / A_1}}. \quad (2.3)$$

б) для залов различного назначения (читальные, обеденные, собраний и совещаний, ожидания, зрительные, концертные, спортивные, торговые, выставочные и т.п.) при $A > A_2 = 36\text{м}^2$.

$$\psi_{A_2} = 0,5 + \frac{0,5}{\sqrt{A / A_2}}. \quad (2.4)$$

Здесь A_1 и A_2 – минимально допустимые грузовые площади для соответствующих помещений.

При определении продольных усилий для расчета колонн, стен и фундаментов, воспринимающих нагрузки от двух и более перекрытий, полные значения временных нагрузок умножают на коэффициенты сочетаний ψ/p

$$\psi_{n_1} = 0,4 + \frac{\psi_{A_1} - 0,4}{\sqrt{n}}, \psi_{n_2} = 0,5 + \frac{\psi_{A_2} - 0,5}{\sqrt{n}}. \quad (2.5)$$

где n – общее число перекрытий, нагрузки от которых учитывают при расчете рассматриваемого сечения колонны, стены, фундамента.

При учете одновременного действия двух кранов (мостовых или подвесных) в одном пролете нагрузки от них необходимо умножить на

коэффициент сочетаний ψ_c :

- для групп режимов работы кранов 6К и ниже $\psi_c = 0,85$;

- для групп режимов работы кранов 7К и 8К - $\psi_c = 0,95$.

При учете одновременного действия четырех кранов (в двух смежных пролетах) нагрузки от них следует умножить на коэффициент сочетаний ψ_c

- для групп режимов работы кранов 6К и ниже - $\psi_c = 0,7$;

- для групп режимов работы кранов 7К и 8К - $\psi_c = 0,8$.

При учете действия одного крана вертикальные и горизонтальные нагрузки от него принимают без снижения, т. е. $\psi_c = 1$.

Независимо от вышеуказанных специализированных коэффициентов при рассмотрении соответствующих сочетаний нагрузок применяют общие коэффициенты сочетаний.

Как известно, расчет строительных конструкций по предельным состояниям следует производить с учетом наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок или соответствующих им усилий. Такие сочетания устанавливают на основании анализа реальных вариантов одновременного действия различных временных нагрузок для рассматриваемой стадии; работы конструкции с учетом возможности проявления различных схем приложения временных нагрузок или с учетом отсутствия некоторых из этих нагрузок.

В зависимости от учитываемого состава нагрузок (или соответствующих им усилий) установлены следующие сочетания:

а) основные сочетания, включающие действие постоянных, длительных и кратковременных нагрузок;

б) особые сочетания, состоящие из постоянных, длительных, кратковременных и одной из особых нагрузок.

Необходимо подчеркнуть, что в любом сочетании постоянные нагрузки включают как максимально возможные величины; другими словами, для постоянных нагрузок коэффициент сочетаний всегда равен единице.

Основные сочетания могут быть двух видов:

- первое основное сочетание включает действие постоянных и одной из временных нагрузок, обычно максимальной по степени влияния на возникающие усилия; величину этой временной нагрузки включают также без снижения, т.е. и для нее коэффициент сочетаний равен единице;

- второе основное сочетание, включающее действие постоянных нагрузок и не менее двух временных, при этом значения этих временных нагрузок или соответствующих им усилий следует умножать на общие коэффициенты сочетаний, равные для длительных нагрузок $\psi_2 = 0,95$ и для кратковременных $\psi_2 = 0,9$.

Во втором основном сочетании, включающем три и более кратковременные нагрузки, возможен иной учет коэффициента сочетаний: для первой по степени влияния кратковременной $\psi_2 = 1$, нагрузки, для второй $\psi_2 = 0,8$, для остальных $\psi_2 = 0,6$.

В особых сочетаниях используют следующие значения коэффициентов сочетаний: для длительных нагрузок $\psi_1 = 0,95$, для кратковременных $\psi_1 = 0,8$, для остальных $\psi_1 = 1$.

При составлении указанных выше сочетаний за одну временную нагрузку принимают:

а) нагрузку определенного вида от одного источника - давление или разрежение в емкости, снеговую, ветровую, гололедную нагрузки, температурные климатические воздействия, нагрузку от одного грузоподъемного механизма (погрузчика, электрокара, мостового или подвесного крана); для последних действие вертикальных и горизонтальных (тормозных) нагрузок считают одной, крановой нагрузкой;

б) нагрузки от нескольких источников, если их совместное действие учтено соответствующим образом: нагрузки от оборудования, людей и складированных материалов на одно или несколько перекрытий с учетом специализированных коэффициентов сочетаний, нагрузку от нескольких

мостовых или подвесных кранов с учетом своего специализированного коэффициента сочетания, гололедное - ветровую нагрузку.

Рассмотренный выше пример действия временных нагрузок на перекрытия – лишь одна из возможных ситуаций. В общем же случае при действии временных нагрузок могут быть самые разнообразные ситуации. Эти нагрузки могут действовать, а могут и не действовать; могут действовать в одном направлении или прямо противоположном. Поэтому в каждом конкретном случае необходимо знать, как учитывать или вообще не учитывать действие той или иной нагрузки.

Когда на сооружение действует одна временная нагрузка, то ее влияние может быть одинаковым с Действием постоянной нагрузки, но может быть и иным, т.е. вызывать усилия другого знака. Поэтому в определенных условиях более опасным для конструкции может оказаться отсутствие рассматриваемой временной нагрузки; в этих случаях ее не следует учитывать совсем или же нужно рассмотреть два варианта нагружения - как с учетом временной нагрузки, так и без нее.

Следует заметить, что в большинстве случаев действие постоянной и временной нагрузок совпадает по своему влиянию на конструкции. Ранее уже установлено, что в таких ситуациях одну временную нагрузку необходимо учитывать полностью, без снижения.

Ситуации посложнее могут возникать при действии двух или более временных нагрузок. Как поступать при их одновременном действии, мы уже знаем необходимо использовать коэффициенты сочетаний.

Рассмотрим ситуации, когда временные нагрузки вызывают усилия разного знака. Например, при действии на конструкцию двух временных нагрузок одна из них вызывает положительные изгибающие моменты, другая — отрицательные. При их совместном действии суммарный изгибающий момент всегда будет меньшим, чем при действии каждой из них в отдельности. В таких случаях расчет конструкций по предельным состояниям необходимо

производить дважды: сначала на действие нагрузки, вызывающей положительные значения усилий, затем – на действие нагрузки, от которой возникают отрицательные усилия. Такой подход получил широкое распространение в практике проектирования путем рассмотрения комбинаций усилий.

Комбинация усилий – суммарное действие временных нагрузок, вызывающих в элементе значения определенного усилия одного и того же знака (направления действия), при этом остальные усилия от этих же нагрузок могут принимать любые значения. Для комбинации какого-либо усилия остальные усилия получили наименование соответствующих.

Поясним сказанное на примере стержневой системы, в одном из элементов которой от различных нагрузок могут возникать как положительные, так и отрицательные значения изгибающих моментов M , продольных сил, поперечных (перерезывающих) сил Q и крутящих моментов T . Здесь возможны следующие восемь комбинаций усилий:

1) M_{\max} – суммарное действие нагрузок, вызывающих только положительные значения изгибающих моментов и соответствующие им величины усилий $M_{\text{cor}}, Q_{\text{cor}}, T_{\text{cor}}$;

M_{\min} – действие нагрузок, вызывающих только отрицательные значения изгибающих моментов и соответствующие им значения усилий $M_{\text{cor}}, Q_{\text{cor}}, T_{\text{cor}}$;

N_{\max} – суммарное действие тех нагрузок, которые вызывают только положительные значения продольных сил и соответствующие им усилия $M_{\text{cor}}, Q_{\text{cor}}, T_{\text{cor}}$;

N_{\min} – действие нагрузок, которые вызывают только отрицательные значения продольных сил и соответствующие им величины $M_{\text{cor}}, Q_{\text{cor}}, T_{\text{cor}}$;

Q_{\max} – действие нагрузок, которые вызывают только положительные значения перерезывающих сил и соответствующие им величины $M_{\text{cor}}, Q_{\text{cor}}, T_{\text{cor}}$;

Q_{\min} – действие нагрузок, вызывающих отрицательные значения поперечных сил и соответствующие им величины $M_{\text{cor}}, Q_{\text{cor}}, T_{\text{cor}}$;

T_{\max} – действие нагрузок, вызывающих положительные крутящие моменты и соответствующие им M_{cor} , Q_{cor} , T_{cor} ;

T_{\min} действие нагрузок, вызывающих отрицательные крутящие моменты и соответствующие им M_{cor} , Q_{cor} , T_{cor} ;

Напомним, что постоянные нагрузки следует учитывать в любой комбинации усилий вне зависимости от того, какого знака они вызывают усилия.

Перечисленные выше комбинации усилий в полном объеме используют редко. Обычно ограничиваются рассмотрением двух-трех комбинаций, реже - четырех.

Таким образом, при действии на конструкцию или сооружение нескольких временных нагрузок необходимо в расчетных сечениях элементов доставлять соответствующие комбинации усилий для всех сочетаний нагрузок. В сечениях элементов следует предотвратить наступление предельных состояний при любых комбинациях и сочетаниях нагрузок.

Сооружения должны воспринимать любые сочетания нагрузок, включая распределенные временные, статические и динамические, в виде грузов – сосредоточенных, полосовых, распределенных на небольшой площади. Зачастую большепролетные покрытия находятся под действием только собственного веса, нагрузок от снега и ветра. В ряде случаев к ним добавляются технологические нагрузки (от оборудования, подвесных потолков и т.п.), предварительное натяжение, а также монтажные нагрузки, вызывающие дополнительные усилия, суммирующиеся с эксплуатационными.

При использовании в конструкции материалов с различными коэффициентами линейного расширения необходимо учитывать температурные воздействия. Для высотных зданий последние – особый вид нагрузок, сильно изменяющийся в течение суток. В нормативных документах в большинстве случаев отсутствуют данные по снеговым и ветровым нагрузкам на большепролетные покрытия, имеющих разнообразную форму поверхности. Для таких сооружений необходима разработка специальных рекомендаций,

основанных на продувках макета в аэродинамической трубе.

Для высотных зданий также необходимы учет их формы на результирующую ветровую нагрузку» а также ее пульсационных усилений. Их величины также устанавливаются аэродинамическими исследованиями.

Распределение снега и его накопление на больших площадях покрытия необходимо принимать с учетом статистических данных по направлению ветра и его интенсивности. Для большепролетных покрытий уменьшается вероятность сноса снега с покрытия. Ввиду того, что предполагаемый срок эксплуатации таких сооружений более длителен, чем рядовых построек, расчетные климатические нагрузки следует принимать с увеличением по отношению к данным действующих норм.

Часто большепролетные покрытия имеют относительно небольшую собственную массу и незначительную изгибную жесткость. В этом случае неравномерные снеговые и ветровые нагрузки могут вызвать большие деформации покрытия, что, как правило, приводит к потере местной устойчивости покрытия или к расстройству кровли. Поэтому необходим точный учет величин и распределения климатических нагрузок. Для висячих покрытий при определенных решениях их стабилизации (ужесточения) следует учитывать кинематические перемещения, абсолютные значения которых в ряде случаев намного выше прогибов от статических нагрузок.

Возможное увеличение технологических нагрузок на покрытие при длительной эксплуатации зданий и сооружений, их реконструкции и модернизации обязательно должно быть не забыто в общем своде нагрузок. Повышенный уровень ответственности таких зданий и сооружений требует применения соответствующего коэффициента надежности по ответственности.

Статическими называют нагрузки, величина и направление которых существенно не меняются во времени. То есть фактор времени при статическом нагружении можно не учитывать.

Динамика в сооружениях проявляется в случае, если силы инерции

собственных масс сооружения и присоединенного к нему оборудования вызывают колебания в сооружениях, т.е. изменения во времени перемещений.

Причинами колебаний могут быть следующие динамические воздействия:

1. Сейсмические колебания оснований сооружений или сейсмические волны напряжений в подземных сооружениях.

2. Ветровые пульсации в высотных сооружениях, имеющих невысокую жесткость (типа башен). Эти два воздействия нормируются для сейсмических и ветровых районов РФ.

3. Ударные механические нагрузки технологического или аварийного происхождения: носят импульсный характер, т.е. являются интенсивными по величине и кратковременными по длительности.

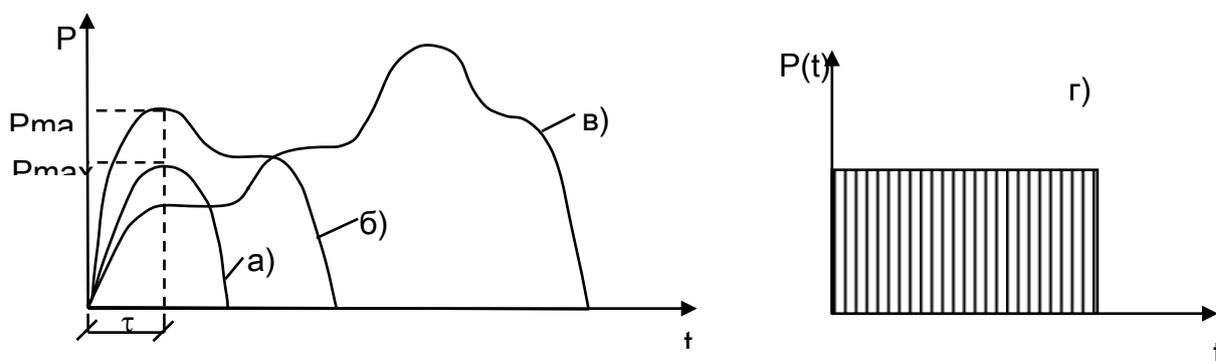


Рисунок 2.4. Виды импульсных нагрузок: а) механический удар; б) взрывной импульс; в) ударный импульс падения самолета; г) внезапно приложенная постоянная нагрузка от собственного веса, вызванная, например, быстрым снятием монтажных подмостей и опалубки перекрытий

Степень динамического воздействия при импульсных нагрузках принято сравнивать со статическим действием максимальной ударной силы, приложенной статически. При этом вводится коэффициент, равный отношению динамического фактора к статическому.

4. Вибрационные нагрузки технологического происхождения от оборудования и машин с вращающимися элементами. Действие вибрационной нагрузки оценивают по отношению амплитуд перемещений (напряжений) к их величине, полученной из условного статического расчета сооружения на амплитудное значение вибрационной нагрузки.

5. Подвижная динамическая нагрузка от движущихся транспортных средств.

6. Аварийные воздействия от разрыва упругих связей в конструкции.

7. Технологические нагрузки взрывного характера (штамповка, бурение, взрывные работы).

8. Взрывная воздушная волна в цехах химических производств или в сооружениях гражданской обороны, испытательная камера в Донецке для испытания корпусов шахтных электромоторов во взрывозащищенном исполнении.

9. Ледовые ударные нагрузки на буровые платформы и портовые сооружения.

Динамические воздействия классифицируются на три главных типа:

1) Собственные колебания сооружения под действием начальных условий (начальные перемещения и начальные скорости), которые обычно быстро затухают в результате трения в опорах, в окружающей среде и в материале.

2) Стационарные динамические воздействия от вибрационных нагрузок. Опасны при совпадении частоты вибрации с одной из низших собственных частот сооружения (например, вертикальной или горизонтальной), или с локальной частотой собственных колебаний (например пола), что называется резонансом. Для борьбы с вибрацией требуются меры расчетного и конструктивного характера, главная из которых – отстройка частоты от резонанса.

3) Переходные (нестационарные) динамические процессы при импульсных, ударных и взрывных нагрузках, а также сейсмические толчки.

Главная трудность изучения нестационарных процессов – неизвестная форма импульса, для получения которой привлекают эксперимент (в некоторых случаях и расчет, если материал работает идеально упруго или идеально пластично).

Опасность импульсных воздействий также существенно зависит от соотношения длительности переднего фронта импульса τ (крутизны фронта

импульса) и периода низшей частоты колебаний T_1 . Если τ больше $3 T_1$, где T_1 – период собственных колебаний, то эффект динамических воздействий несущественный. Если $\tau \leq 0,1 T_1$, то импульс можно считать мгновенным. В диапазоне $0,1 T_1 < \tau < 3 T_1$ требуется полный динамический анализ системы.

2.3. Понятие о перераспределении нагрузок и основы сбора нагрузок на элементы

Поясним базовые принципы сбора и распределения нагрузок. Постоянные и временные нагрузки перераспределяются через несущие конструкции на фундамент и основание. Нагрузка собирается передается на конструкцию с условной площади, называемой грузовой. Для наружных несущих стены длина грузовой площади упрощенно принимается равной длине участка стены, если условия нагружения не меняются, ширина – до середины пролета, между наружной и внутренней стенами. Длина принимается равной 1 м. Под внутренние стены длина грузовой площади принимается также равной 1 м, а ширина – расстоянию между серединами соседних пролетов, которые эта стена разделяет. Для колонны длина и ширина грузовой площади принимаются равными расстоянию между серединами пролетов. Для рядовых балок при опирании на них перекрытий длина грузовой площади равна пролету балки, а ширина – сумме половин соответствующих шагов слева и справа от балки. Для крайней балки длина определяется как ее пролет, а ширина – половина шага между крайней и средней балками (рисунок 4). При относительно равномерном распределении нагрузки на уровне верха стен, в уровне где нагрузка передается на фундамент, давление в общем случае не будет равномерным. Подробнее этот вопрос рассматривается в специальной научной литературе.

На рис. 2.5,а показаны грузовые площади для наружных и внутренней несущей стены.

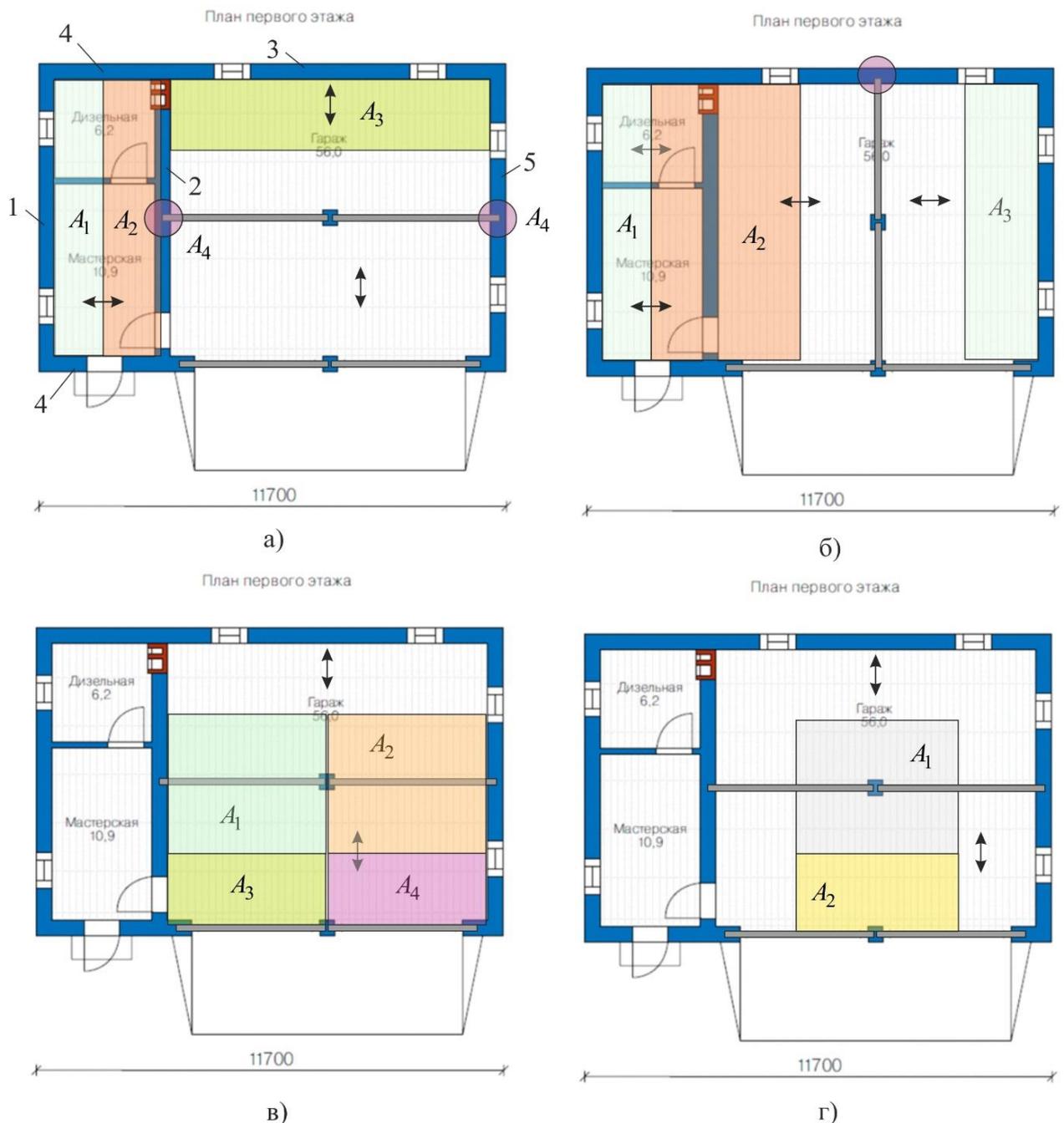


Рис. 2.5 К определению грузовых площадей для конструкций: а) схема с продольным расположением ригелей: 1-3,5 – несущие стены, 4 – самонесущие стены $A_1 - A_3$ – грузовые площади, A_4 – участок передачи сосредоточенной силы от балки; б) грузовые площади при поперечном расположении балок; в) грузовые площади для балок; г) то же для колонн

Отрезком со стрелками показано направление опирания на конструкции перекрытия. Для стены 2 (рис. 2.5,а) ее прочность и нагрузку, передаваемую на фундамент необходимо определять с учетом сосредоточенной силы, передающейся от балки на фрагменты. Эта сила равна опорной реакции балки, при действии на нее равномерно распределенной нагрузки, собираемой с площади (см. рис. 2.5 ,в). Если местная прочность стены не обеспечивается, то

может выполняться опорная подушка или уширение стены (пилястра). Как видно из рис. 2.5 в данном случае определяющим для того, чтобы понять какие стены являются несущими, а какие нет, является принятие решения о направлении опирания плит перекрытия.

Если схема опирания перекрытия на этаже меняется, то на каждом таком этаже необходимо при сборе нагрузок на стены учитывать свою грузовую площадь. Также необходимо учитывать опирание стропил на стены через мауэрлат, при этом необходимо представить или изобразить эскиз плана кровли со схемой расположения основных элементов стропильной системы. При определении размеров грузовой площади учитываются расстояния между лежащими и мауэрлатами, передающими нагрузку на стены.

Если требуется определить ширину подошвы фундамента, то сбор нагрузок нужно осуществлять для сечения на уровне подошвы фундамента (по высоте), если необходимо определить несущую способность стены, то сбор нагрузок осуществляется для наиболее опасного сечения (оно там, где давление, испытываемое стеной максимально).

Рассмотрим пример. Определить грузовые площади для сбора нагрузок на стены. В результате теплотехнического расчета наружной стены определена ее толщина – 500 мм. Толщина внутренней стены – 380 мм. Перекрытие деревянное балочное. Исходные данные представлены на рис. 2.6.

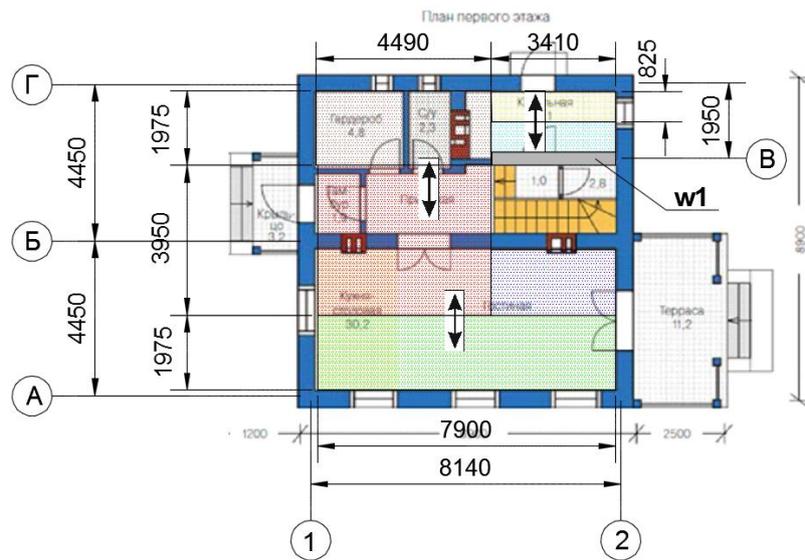
Решение. Определяем расстояния между координационными осями стен, принимая привязку оси наружной стены 120 мм со стороны ее внутренней грани, а для внутренней стены – центральную. Для этого можно использовать AutoCAD, разместив схему в качестве подложки или линейку, определяя размеры на чертеже с учетом масштаба схемы. Для перекрытия котельной вводим стену, затушеванную серым цветом. Это один из способов оставить лестничный проем не перекрытым. Считаем, что на первом и на втором этажах балки будут перекрывать пролеты между горизонтальными стенами (целесообразно для перекрытия использовать меньший пролет). Схема их

расположения на этих этажах будет одинаковой. Отмечаем это линией с двунаправленными стрелками (см. рис. 2.7, а,б).

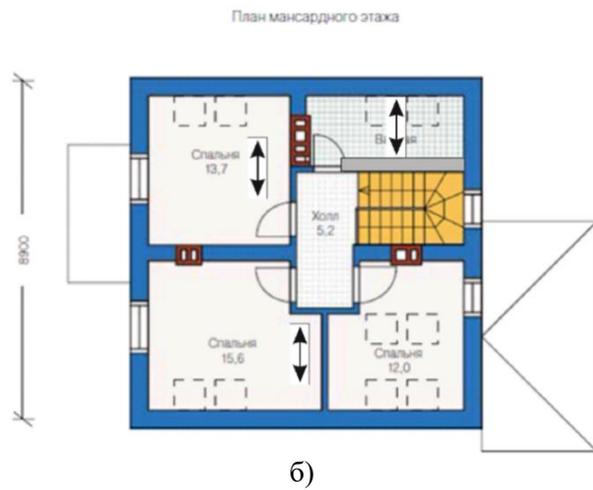


Рис. 2.6. Исходные данные для определения грузовых площадей

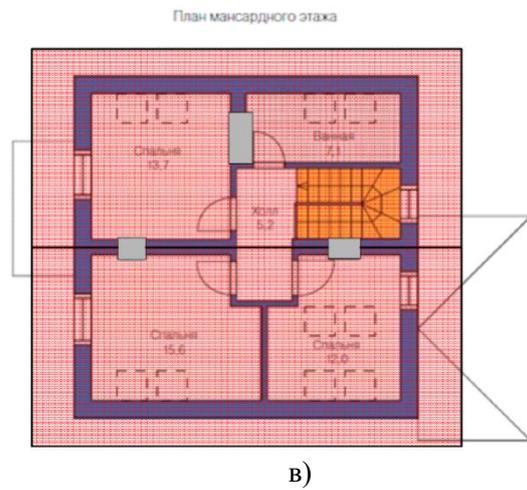
Используя аксонометрическую схему исходных данных, формируем эскиз плана кровли (рис. 2.7 в). Далее назначаем конструктивную схему стропильной системы. В методических целях рассмотрим два варианта концепций стропильной системы, которые в том или ином виде могут быть применены для рассматриваемого здания (рис. 2.8). Первый вариант – стропильная система скатной крыши опирается только на наружные стены, то есть является висячей.



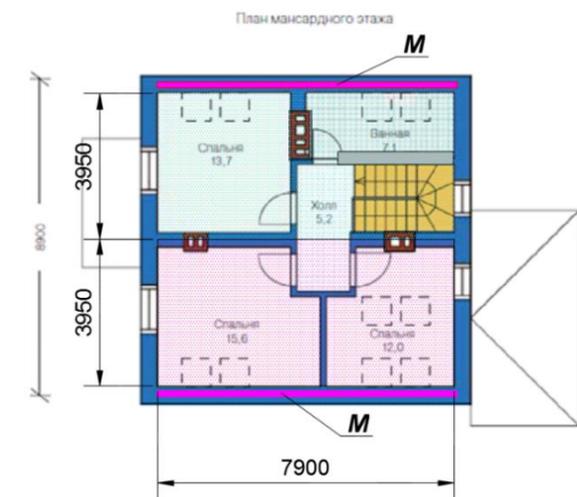
а)



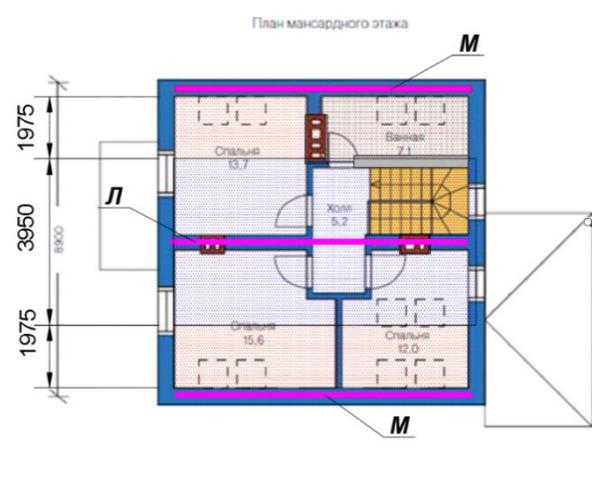
б)



в)



г)



д)

Рис. 2.7. Результаты решения задачи: М – Мауэрлат; Л – лежень

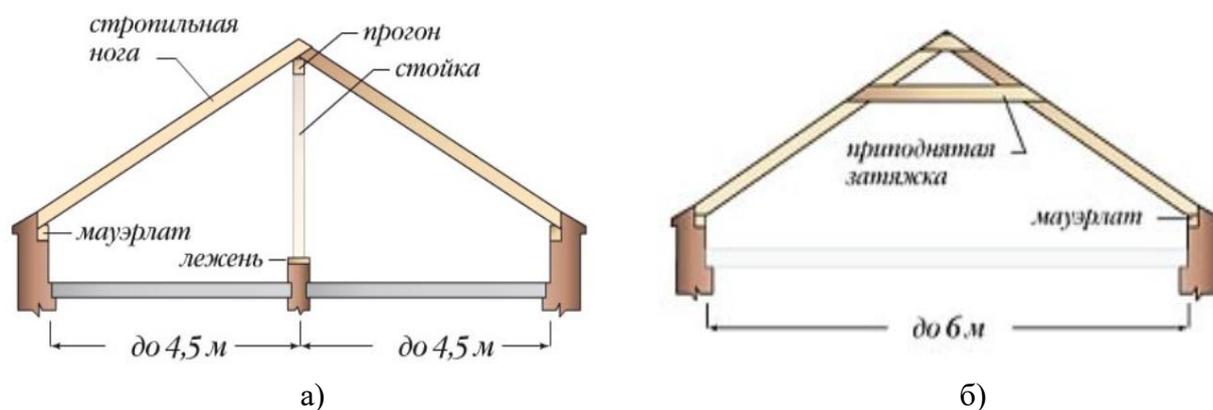


Рис. 2.8. Схемы стропильной системы: наклонная (а) и висячая (б)

Располагаем мауэрлаты на наружных стенах (рис. 2.7,а). Грузовые площади для наружных стен в этом случае показаны на рис. 2.7, г. Если стропильная система наклонная, то грузовые площади, с которых нагрузки будут передаваться на стены, представлены на рис. 2.7, д.

Как видно из рис. 2.7 для одной и той же стены (например, по осям Б и Г) в зависимости от конструктивной схемы здания грузовые площади могут существенно меняться, что влияет на итоговое значение собираемой нагрузки. В осях Б-В расположена лестница. В зависимости от схемы ее опирания она также передает нагрузку на стены или перекрытие. Для рассматриваемого примера будем считать что общая нагрузка будет передаваться на стены по осям Б и В в равных долях. Значение этой нагрузки незначительно отличается от нагрузки на перекрытия (по данным производителей собственный вес лестниц составляет 90-110 кг/м²).

Определив грузовые площади для конструкций, необходимо выполнить высотное обоснование объемно-планировочного решения. Для этого задают высоту этажа. Данную величину можно принимать от 2,8 до 3,6 м. Также необходимо назначить геометрию крыши, которая определяется назначением чердачного пространства и замыслом архитектора. Определяем основные размеры здания по высоте выше отметки 0,000 (рис. 2.9). Для определения размеров здания ниже нулевой отметки необходимо определить величину высоты цоколя здания и глубину заложения фундамента. Определение глубины заложения фундамента рассмотрено это отдельный вопрос, для расчета в данном

примере примем ее равной 1,8 м. Высоту цоколя принимаем исходя из санитарно-гигиенических условий 0,45 м.



Рис.2.9 Высотные отметки здания

Сбор нагрузок осуществляется путем умножения значения нагрузки на ее параметр геометрии: если в результате сбора нагрузок требуется получить сосредоточенную силу (например, нагрузку на колонну или столбчатый фундамент), то величина нагрузки, распределенной по площади, умножается на грузовую площадь. Если нагрузка уже сосредоточенная, то умножения не требуется. Итоговая нагрузка получается суммированием всех нагрузок одной размерности, которые воспринимает конструкция. Так, если требуется определить погонную нагрузку (распределенную по длине), то значение распределенной по площади нагрузки умножается на ширину грузовой площади (размер, перпендикулярный ее длине. Если необходимо определить распределенную по площади нагрузку, то необходимо объемную нагрузку (например, от собственного веса) умножить на высоту тела.

Рассмотрим еще один пример. Необходимо определить расчетные значения полезной (временной) нагрузки на междуэтажное перекрытие в учебной аудитории вуза. В соответствии с архитектурным проектированием площадь аудитории составляет $6 \times 9 = 54 \text{ м}^2$; аудитория предназначена для занятий одной группы студентов – 25 человек. Там же предусмотрено учебное оборудование:

мебель для занятий, наглядные пособия (действующие модели, образцы изделий и др.), технические средства обучения и пр. Таким образом, во время проведения занятий нагрузку на перекрытие создают учебное оборудование, группа студентов, преподаватель, один или два лаборанта. Действие этой нагрузки будем полагать длительным, поскольку занятия проходят ежедневно и по несколько раз в день, а иногда и вечером.

Наряду с занятиями в этом помещении может собираться значительно большее количество людей при проведении различных мероприятий – научных конференций студентов, публичной защиты дипломных проектов и др. Конечно, такие мероприятия происходят относительно редко, несколько раз в год, но полная нагрузка на перекрытие в этот момент может в несколько раз превысить ту, которая действует ежедневно. Поэтому в данном случае следует учитывать два варианта действия нагрузок: полная, она же кратковременная нагрузка, и длительная действующая нагрузка.

При определении нормативных значений нагрузок предполагают, что каждый человек в среднем весит 80 кгс (0,8 кН).

По табл. 8.3, поз. 2 СП «Нагрузки и воздействия» (СП) находим нормативные значения равномерно распределенной (эквивалентной) нагрузки:

- полная $q_n = 2$ кПа;
- длительная $q_n = 0,7$ кПа;

По степени ответственности здание относится к уровню I, поэтому принимаем коэффициент надежности по ответственности $\gamma_n = 1$.

Значения коэффициентов надежности по нагрузке при расчете:

- по предельным состояниям 2-й группы п. 4.2 СП $\gamma_f = 1,0$;
- по предельным состояниям 1-й группы $\gamma_f = 1,2$.

Вычисляем расчетные значения нагрузок. Для расчета конструкций по предельным состояниям второй группы:

- длительная расчетная нагрузка $q_{ser1} = 0,7 \cdot 1,0 \cdot 1,0 = 0,7$ кПа;
- полная, она же кратковременная расчетная нагрузка $q_{ser} = 2,0 \cdot 1,0 \cdot 1,0 =$

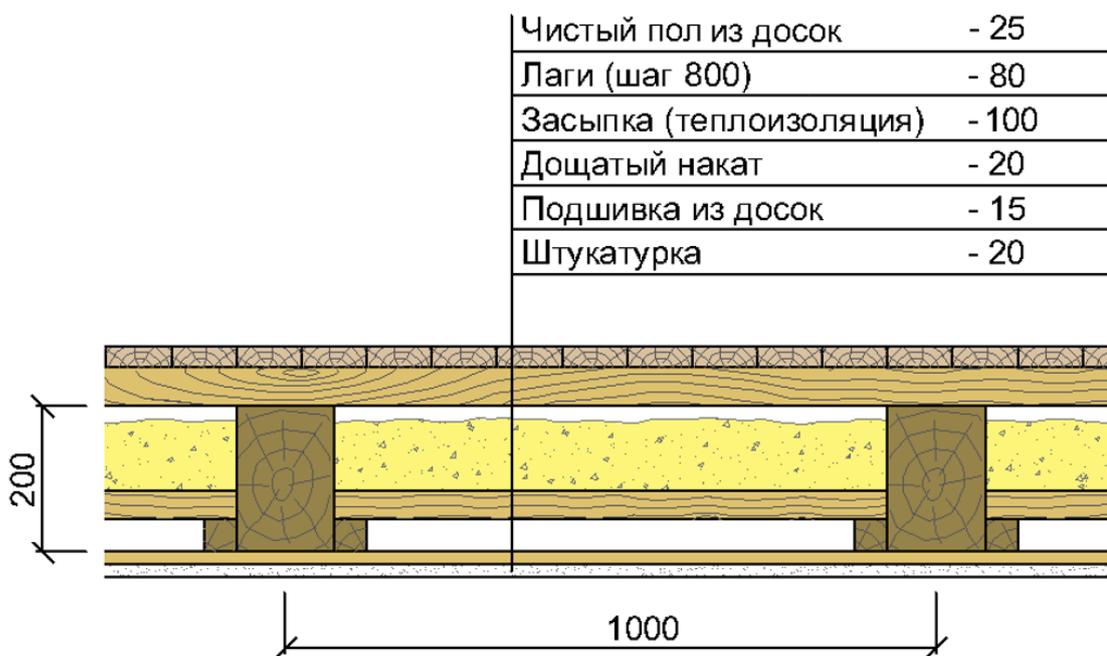
2,0 кПа.

Для расчета конструкций по предельным состояниям 1-й группы:

- длительная расчетная нагрузка $q_1 = 0,7 \cdot 1,2 \cdot 1,0 = 0,84 \cdot 770$.

- полная, она же кратковременная расчетная нагрузка $q_t = 2,0 \cdot 1,2 \cdot 1,0 = 2,4$ кПа.

Рассмотрим пример определения распределенной по площади нормативной нагрузки. Определить нагрузку на 1 м^2 от собственного веса перекрытия. Пусть дана конструкция перекрытия (рис. 2.10) с размерами в мм. Расчет будем вести в табличном виде. Для каждого из слоев выписываем из справочника, базы данных программного комплекса или сети интернет данные о плотности в нормальных условиях эксплуатации.



Нагрузка на 1 м^2 получается для сплошных слоистых материалов умножением плотности на толщину слоя. А для балок, лаг и т.п. на площадь в 1 м^2 необходимо делить фактический вес конструкций, которые расположены на 1 м^2 перекрытия.

Таблица 2.2

Расчет собственного веса междуэтажного перекрытия на 1м²

Наименование	Плотность, кг/м ³	Нагрузка кг/ м ²
Чистый пол из досок (принимаем половую доску из сосны первого сорта) Расчет: $520 \cdot 0,025 = 13$	520	13
Лаги из елового бруса 80x50 (шаг 800). На 1м ² приходится 2 лаги. Расчет: $2 \cdot 450 \cdot 0,05 \cdot 0,081 = 3,6$	450	3,6
Звукоизоляция 100 мм (принимаем ROCKWOOL Акустик БАТТС) Расчет: $37 \cdot 0,1 = 3,7$	37	3,7
Дощатый накат (ель обрезная) Расчет: $450 \cdot 0,02 = 9$	450	9
Подшивка из досок (ель обрезная) Расчет: $450 \cdot 0,015 = 9$	450	6,75
Штукатурка гипсовая (Rotband) Расчет: $1640 \cdot 0,02 = 9$	1640	32,8
Балки перекрытия (из сосны первого сорта, 100x200 мм с черепными брусками 50x50 мм) При шаге 1 м на площадь 1 м ² приходится 1 балка и 2 черепных бруска. Расчет: $(520 \cdot 0,2 \cdot 0,1 \cdot 1 + 2 \cdot 520 \cdot 0,05 \cdot 0,05 \cdot 1) / 1 = 13$	520	13
Итого:		81,85

Для получения итогового значения расчетной нагрузки следует суммарную нагрузку умножить на коэффициент надежности γ_f , равный 1,3.

Определить нагрузку на 1 м² от собственного веса утепленной крыши.
 Пусть дана конструкция (рис. 2.11) с размерами в мм. Шаг стропил 0,8 м. Шаг обрешетки под плиту OSB – 300 мм, шаг обрешетки под подшивку 350 мм.

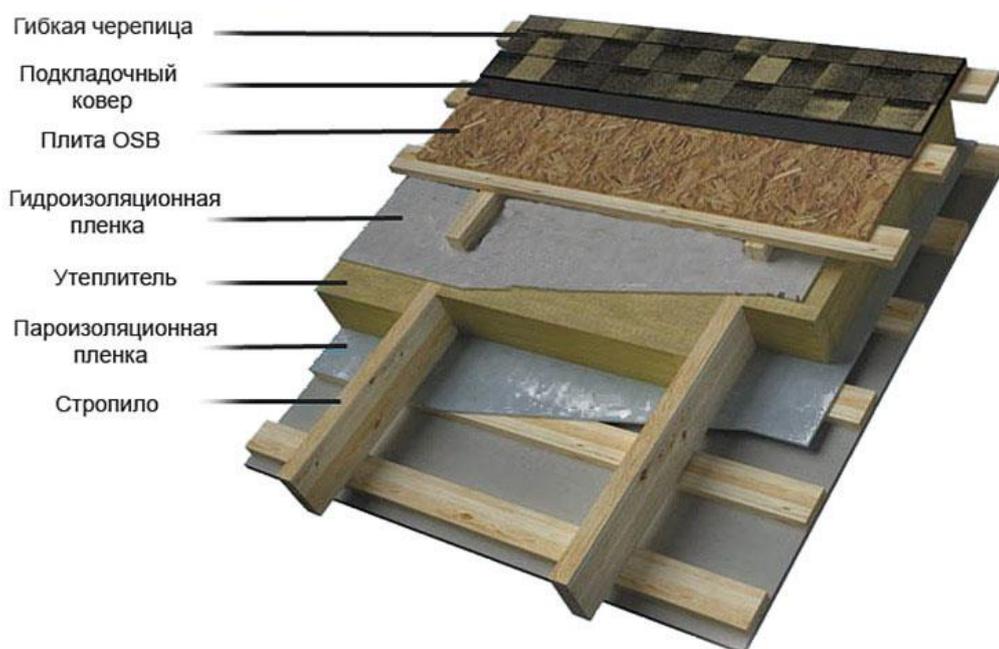


Рис. 2.11. Пример конструктивного решения утепленной крыши с мягкой черепицей

Решение представим в виде таблицы 3.2.

Таблица 2.3

Расчет собственного веса междуэтажного перекрытия на 1м².

Наименование	Плотность, кг/м ³	Нагрузка кг/ м ²
1	2	3
Гибкая черепица Shinglas (Кантри)	-	13
Подкладочный ковер	-	0,2
Плита OSB, толщина 15мм. Расчет: $650 \cdot 0,015 = 3,6$.	650	9,75
Обрешетка из досок (ель обрезная) под плиту OSB, шаг 300 мм 25x100. На 1м ² приходится 4 доски. Расчет: $4 \cdot 450 \cdot 0,025 \cdot 0,1 = 4,5$.	450	4,5

1	2	3
Контробрешетка из елового бруса 30x50. На 1м ² приходится 2 бруса. Расчет: $2 \cdot 450 \cdot 0,03 \cdot 0,05 = 3,6$.	450	1,35
Гидроизоляционная пленка Rockwool толщиной 2 мм.	125	0,25
Теплоизоляция 150 мм (принимаем ROCKWOOL Roof БАТТС) Расчет: $160 \cdot 0,15 = 3,7$.	160	24
Пароизоляционная пленка Rockwool толщиной 2 мм.	125	0,25
Обрешетка из досок (ель обрезная) под подшивку, шаг 350 мм 25x100. На 1м ² приходится 3 доски. Расчет: $3 \cdot 450 \cdot 0,025 \cdot 0,1 = 4,5$.	450	3,38
Подшивка лист фанеры OSB-3, толщина 9 мм. Расчет: $650 \cdot 0,009 = 3,6$.	650	5,85
Стропила из сосны первого сорта, 100x250 мм. При шаге 1м на площадь 1м ² приходится 2 стропильных ноги. Расчет: $520 \cdot 0,25 \cdot 0,1 \cdot 2,0 = 26$	520	26
Итого:		88,53

Для получения итогового значения расчетной нагрузки следует суммарную нагрузку умножить на коэффициент надежности, равный 1,3 (табл. 7.1 [3]).

3. ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СТРОИТЕЛЬНЫХ КОНСТРУКЦИЙ

3.1 Основы расчета внутренних усилий в элементах строительных конструкций

Определение внутренних усилий в стержнях основано на методе сечений. В то же время использование непосредственного уравнивания выделяемой части стержня представляется нецелесообразным. Существует несколько достаточно простых рабочих правил построения эпюр внутренних усилий. Рассмотрим один из таких подходов применительно к балкам [8].

Допустим, на балку действует некоторая самоуравновешенная система сил P_i (рис. 3.1). В балке в этом случае могут возникать только два вида внутренних усилий: поперечная сила Q и изгибающий момент M_x .

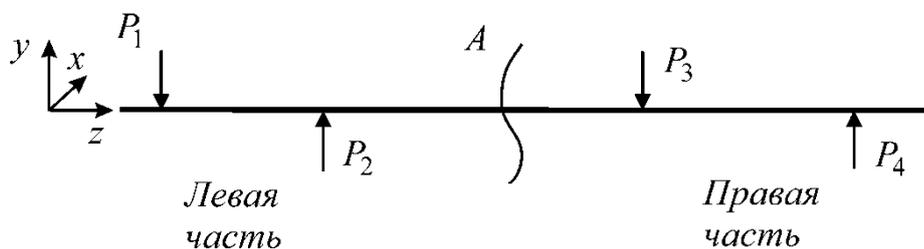


Рис. 3.1. Балка под действием самоуравновешенной системы сил

Для поперечных сил в механике используется следующее правило знаков. Поперечная сила считается положительной, если она стремится повернуть участок стержня по ходу часовой стрелки (рисунок 3.2). Поперечная сила считается отрицательной, если стремится повернуть участок стержня против хода часовой стрелки. Знак изгибающего момента определяется знаком кривизны изогнутой оси стержня (рисунок 3.3). При этом знак «+» соответствует растяжению нижних волокон и сжатию верхних волокон, знак «-» – растяжению

верхних волокон и сжатию нижних волокон.

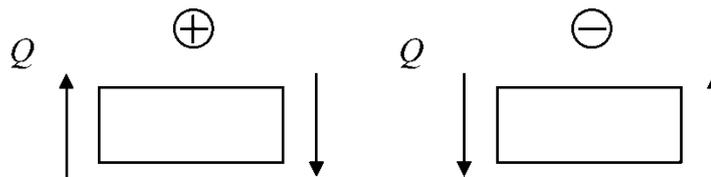


Рисунок 3.2 – Правило знаков для поперечных сил

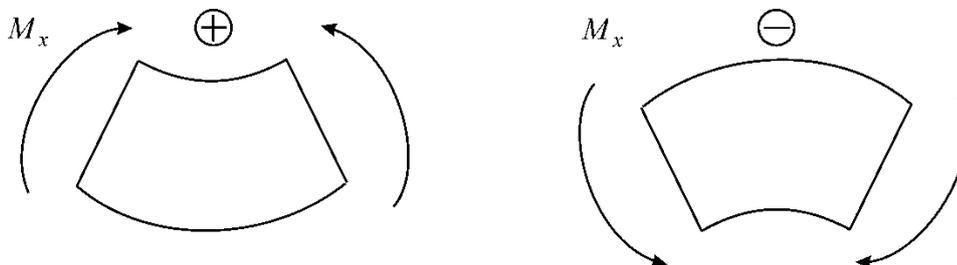


Рисунок 3.3 – Правило знаков для изгибающих моментов

Изложим методику построения эпюр поперечных сил и изгибающих моментов. Отметим, что мы подразумеваем, что ось O направлена вверх. В противном случае нельзя будет использовать приводимые нами формулы для определения поперечных сил. При нахождении значений Q и M_x для данного сечения следует учесть силы, расположенные только слева или только справа от сечения. Так как система сил уравновешена, результаты расчета не должны зависеть от того, какая часть балки (левая или правая) будет рассматриваться.

При движении слева мы получим поперечную силу как сумму проекций всех сил, расположенных слева от сечения (Л. ч.), на ось Oy :

$$Q = \sum_{\text{Л. ч.}} P_{iy}. \quad (3.1)$$

Такая же величина в уравновешенной балке должна получиться для правой части (Пр. ч.), но при добавлении перед суммой знака «-»:

$$Q = - \sum_{\text{Пр. ч.}} P_{iy}. \quad (3.2)$$

Аналогичные зависимости справедливы для изгибающего момента:

$$M_x = \sum_{\text{Л. ч.}} M(P_i); \quad (3.3)$$

$$M_x = - \sum_{\text{Пр. ч.}} M(P_i), \quad (3.4)$$

где $M(P_i)$ – момент силы P_i относительно рассматриваемого сечения.

Построенные по установленным правилам графики внутренних усилий в стержнях называют эпюрами. Отметим основные из этих правил. Фигуры, ограниченные линиями графиков и осью стержня, штрихуют отрезками, перпендикулярными оси. Положительные значения поперечных сил откладываются вверх, а отрицательные – вниз. При этом непосредственно на получаемых фигурах в кружках указываются знаки поперечных сил. Для изгибающих моментов в расчетах строительных конструкций выдвигается противоположное требование: положительные значения откладываются вниз, а отрицательные – вверх. Тогда автоматически выполняется условие построения эпюр изгибающих моментов на растянутых волокнах. Знаки изгибающих моментов обычно на эпюрах не указываются.

На эпюрах следует показать абсолютные значения ординат внутренних усилий в крайних сечениях участков. Кроме того, приводятся модули экстремальных значений изгибающих моментов для внутренних сечений участков.

После построения эпюр необходимо выполнить их проверку. Приведем наиболее часто применяемые правила проверки.

1. Если на участке стержня нет распределённой нагрузки q , то на этом участке поперечная сила Q имеет постоянное значение, а изгибающий момент M_x распределяется по линейному закону.

2. Если на участке стержня действует равномерно распределённая нагрузка q , то на таком участке поперечная сила изменяется по линейному закону, а изгибающий момент – по квадратичному. Выпуклость эпюры изгибающих моментов обращена в сторону действия распределенной нагрузки. В сечении, для которого поперечная сила равна нулю, изгибающий момент имеет экстремальное значение (минимум или максимум).

3. В точке, где приложена сосредоточенная сила, перпендикулярная оси стержня, эпюра поперечных сил имеет скачок, численно (по абсолютной величине) равный величине приложенной внешней силы, а эпюра изгибающих

моментов – перелом. При движении слева направо скачок направлен вверх, если проекция силы на ось y положительна, вниз – если проекция отрицательна.

4. В точке, где приложен сосредоточенный момент, эпюра изгибающих моментов имеет скачок, численно равный величине данного момента. При движении слева направо скачок направлен вверх, если внешний момент является отрицательным, вниз – если внешний момент положителен.

5. Поперечная сила в крайнем сечении балки численно равна вертикальной силе (активной или реактивной), приложенной в этом сечении.

6. Изгибающий момент в крайнем сечении балки численно равен внешнему моменту (активному или реактивному), приложенному в этом сечении.

Отметим, что правила 3, 4 применимы и для крайних сечений, если условно принять, что за пределами балки внутренние усилия равны нулю. Из правила 5 вытекает равенство нулю поперечной силы на свободном конце балки, не нагруженном вертикальной сосредоточенной силой. Из правила 6 следует, что если конец балки является свободным или шарнирно опертым и в его сечении не приложен внешний момент, то изгибающий момент в данном сечении будет равен нулю. Некоторые из этих положений используем при построении эпюр.

Пример 1. Требуется определить реакции опор и построить эпюры поперечных сил и изгибающих моментов для двухопорной балки (рисунок 3.4) при следующих значениях внешних нагрузок: $P=30$ кН, $M=8$ кН м, $q=4$ кН/м.

Решение. *Определение реакций опор.* Мысленно отбрасываем опорные связи A и B с помощью разрезов, заменяя связи соответствующими реакциями. В общем случае в неподвижном шарнире A можно рассматривать реакции X_A и Y_A , в шарнирно-подвижной опоре B – реакцию R_B . На данную балку не действуют силы, имеющие ненулевые составляющие по горизонтальной оси Az . Поэтому $X_A = 0$. Первоначально полагаем, что реакции Y_A и R_B направлены вверх. Фактические направления реакций можно в итоге определить по знакам

полученных для них величин. Если знак получается положительным, то направление реакции выбрано правильно, отрицательным – направление реакции следует поменять на противоположное.

При определении реакций заменим равномерно распределенную нагрузку ее равнодействующей R_q , которую следует приложить посередине участка действия этой нагрузки. Значение

$$R_q = q \cdot 4 = 4 \cdot 4 = 16 \text{ кН.}$$

Для нахождения реакции Y_A составим уравнение равновесия балки, приравняв нулю сумму моментов всех приложенных к ней сил относительно точки B . При этом будем иметь одно уравнение с одним неизвестным Y_A :

$$\sum M_B = Y_A \cdot 8 - R_q \cdot 6 + P \cdot 2 + M = 0,$$

откуда получим

$$Y_A = \frac{6R_q - 2P - M}{8} = \frac{16 \cdot 6 - 30 \cdot 2 - 8}{8} = 3,5 \text{ кН.}$$

Аналогично находим реакцию R_B , рассмотрев сумму моментов всех сил относительно точки A :

Так как реакция R_B получилась отрицательной, зачеркнем на рисунке 3.4 ее первоначальное изображение и направим вниз. При этом значение реакции уже должно приниматься положительным: $R_B = 17,5 \text{ кН}$.

Проверим правильность определения реакций опор, вычислив сумму проекций всех сил на ось Oy :

$$\sum Y = Y_A - R_q + P - R_B = 3,5 - 16 + 30 - 17,5 = 0.$$

$$\sum M_A = R_q \cdot 2 - P \cdot 6 + M_B - R_B \cdot 8 = 0;$$

$$R_B = \frac{2R_q - 6P + M_B}{8} = \frac{2 \cdot 16 - 30 \cdot 6 + 8}{8} = -17,5 \text{ кН.}$$

Разделим балку на три участка (I, II и III), для каждого из которых внутренние силы можно представить в виде одного простого аналитического выражения. Обычно границами таких участков являются внешние и внутренние связи, сосредоточенные силы, границы распределенных нагрузок. Удобно при

построении эпюр для двухопорной балки часть участков проходить, двигаясь от левой опоры, а часть – от правой опоры.

Будем двигаться на участках I и II слева направо, на участке III – справа налево. Введем местные оси z_1, z_2, z_3 , связанные с этими участками. Каждая координата z_i отсчитывается от начала участка до некоторого текущего сечения. Отметим, что начальное сечение участка зависит от направления движения.

Запишем уравнения, выражающие зависимости поперечных сил и изгибающих моментов от координат z_i , и построим эпюры этих усилий.

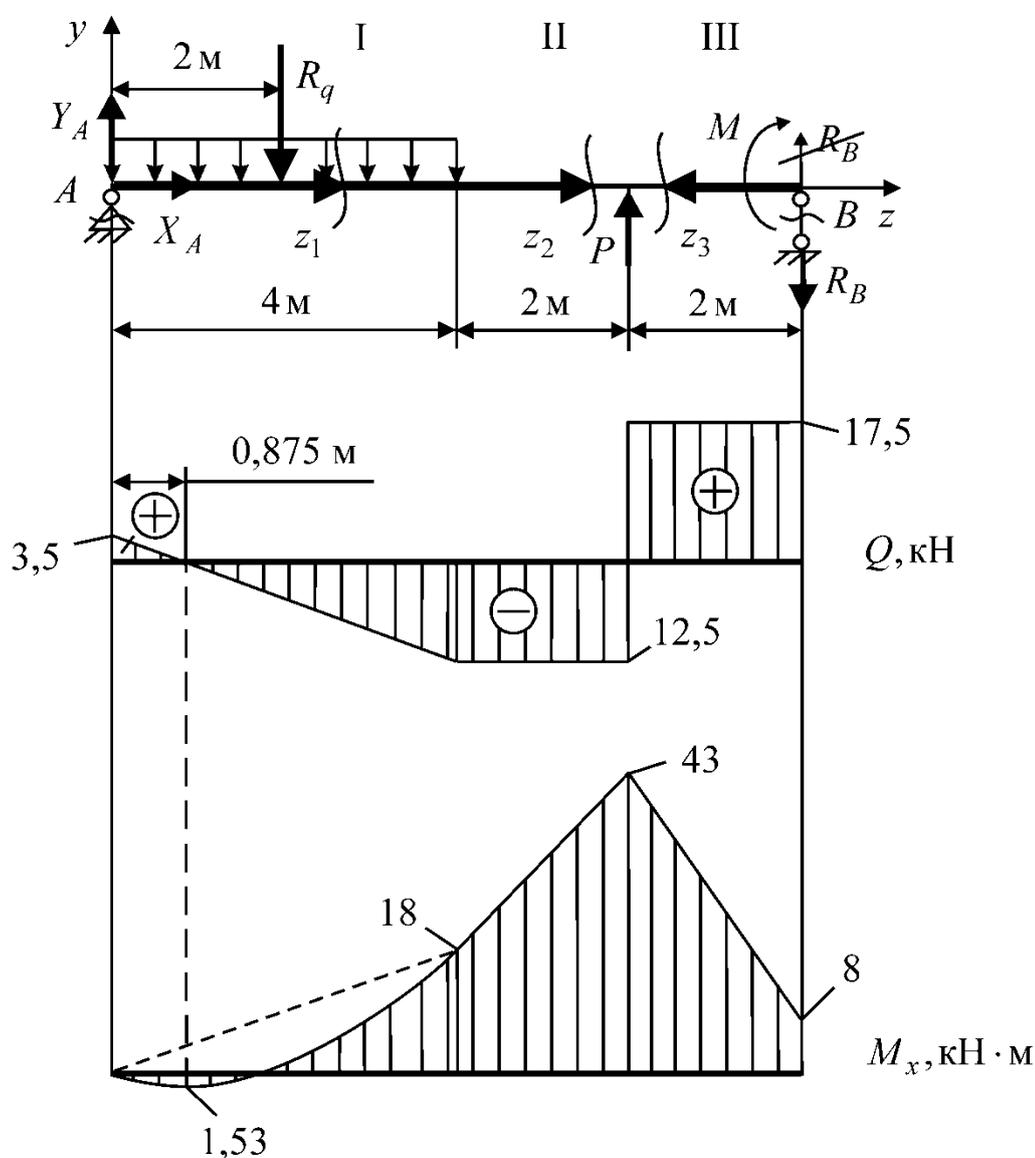


Рисунок 3.4 – Двухопорная балка

Поперечные силы.

Участок I. В соответствии с рисунком 3.4 имеем

$$Q = R_A - qz_1 = 3,5 - 4z_1.$$

Получено уравнение прямой линии. Определим значения ординат этой прямой в начале и конце участка:

$$Q(0) = 3,5 \text{ кН}; \quad Q(4) = 3,5 - 4 \cdot 4 = -12,5 \text{ кН}.$$

Найдем положение сечения, в котором поперечная сила равна нулю, а изгибающий момент, согласно второму правилу проверки, имеет экстремум:

$$Q = 3,5 - 4z_{1\text{экс}} = 0; \quad z_{1\text{экс}} = \frac{3,5}{4} = 0,875 \text{ м}.$$

Участок II. При определении внутренних усилий за пределами участка, на котором действует распределенная внешняя нагрузка, можно рассматривать ее равнодействующую.

Тогда

$$Q = Y_A - R_q = 3,5 - 16 = -12,5 \text{ кН}.$$

Участок III. Как уже было отмечено, для этого участка движение будем осуществлять справа налево.

$$Q = -(-R_B) = R_B = 17,5 \text{ кН}.$$

Строим эпюру поперечных сил (см. рисунок 3.5). Как нетрудно заметить, эта эпюра удовлетворяет правилам проверки 1-3, 5.

Изгибающие моменты.

Участок I. Прежде чем рассматривать изгибающий момент на этом участке, выведем для представленной на рисунке 3.5 схемы формулу, позволяющую определить момент в текущем сечении участка от действия равномерно распределенной нагрузки q . Можно записать

$$M_x = -R_{q\text{лев}} \frac{z_1}{2} = -qz_1 \frac{z}{2_1} = -\frac{qz_1^2}{2},$$

где $R_{q\text{лев}}$ – равнодействующая распределенной нагрузки, приложенной слева от текущего сечения.

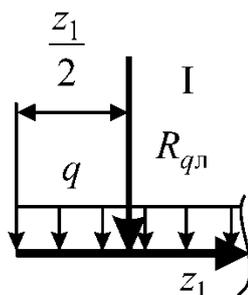


Рисунок 3.5 – Распределенная нагрузка на участке I

Для общего случая действия на балку равномерно распределенной нагрузки формулу запишем таким образом:

$$M_x = \pm \frac{qz_i^2}{2},$$

где знак зависит от направления действия нагрузки и расположения сечения.

Используя приведенные выше зависимости, запишем

$$M_x = Y_A z_1 - \frac{qz_1^2}{2} = 3,5z_1 - \frac{4z_1^2}{2}.$$

Определим величины изгибающего момента на концах участка и в сечении, где он принимает экстремальное значение:

$$M_x(0) = 0; M_x(4) = 3,5 \cdot 4 - 4 \frac{4^2}{2} = -18 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_{x_{\text{экс}}}(4) = 3,5 \cdot 0,875 - 4 \frac{0,875^2}{2} = -1,53 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Участок II.

$$M_x = Y_A(4 + z_2) - R_q(2 + z_2) = 3,5(4 + z_2) - 16(2 + z_2).$$

Отметим, что начинающим расчетчикам после записи выражения для усилия не рекомендуется злоупотреблять алгебраическими преобразованиями, упрощающими его вид. Это позволит избежать ошибок, связанных с выполнением таких действий.

$$M_x(0) = 3,5 \cdot 2 - 16 \cdot 2 = -18 \text{ кН} \cdot \text{м}; M_x(2) = 3,5(4 + 2) - 16(2 + 2) = -43 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Участок III.

$$M_x = -(R_B z_4 + M) = -17,5z_4 - 8; M_x(0) = -8 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_x(2) = -17,5 \cdot 2 - 8 = -43 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Далее на основании полученных ординат строим эпюру изгибающих моментов. При этом для первого участка парабола вырисовывается схематично по трем полученным значениям.

Итоговая эпюра изгибающих моментов полностью удовлетворяет правилам проверки.

Пример 2. Для консольной балки (рисунок 3.6) требуется построить эпюры поперечных сил и изгибающих моментов при следующих значениях внешних нагрузок: $P=20$ кН, $M=100$ кН м, $q=10$ кН/м.

При расчете консольной балки можно не определять реакции в заделке, двигаясь со свободного конца стержня. Разделим балку на участки и введем местные оси z_i . Далее получим ординаты для построения эпюр внутренних усилий.

Решение.

Поперечные силы

Участок I. $Q = -(-P) = 20$ кН.

Участок II. $Q = -(-P - qz_2) = 20 + 10z_2$; $Q(0) = 20$ кН;

$$Q(3) = 20 + 10 \cdot 3 = 50 \text{ кН}.$$

Участок III. Равнодействующая распределенной нагрузки

$$R_q = q \cdot 3 = 10 \cdot 3 = 30 \text{ кН}. \text{ Тогда для третьего участка можно записать}$$

$$Q = -(-P - R_q) = 20 + 30 = 50 \text{ кН}.$$

Изгибающие моменты

Участок I.

$$M_x = -(Pz_1) = -20z_1; M_x(0) = 0; M_x(4) = -20 \cdot 4 = -80 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

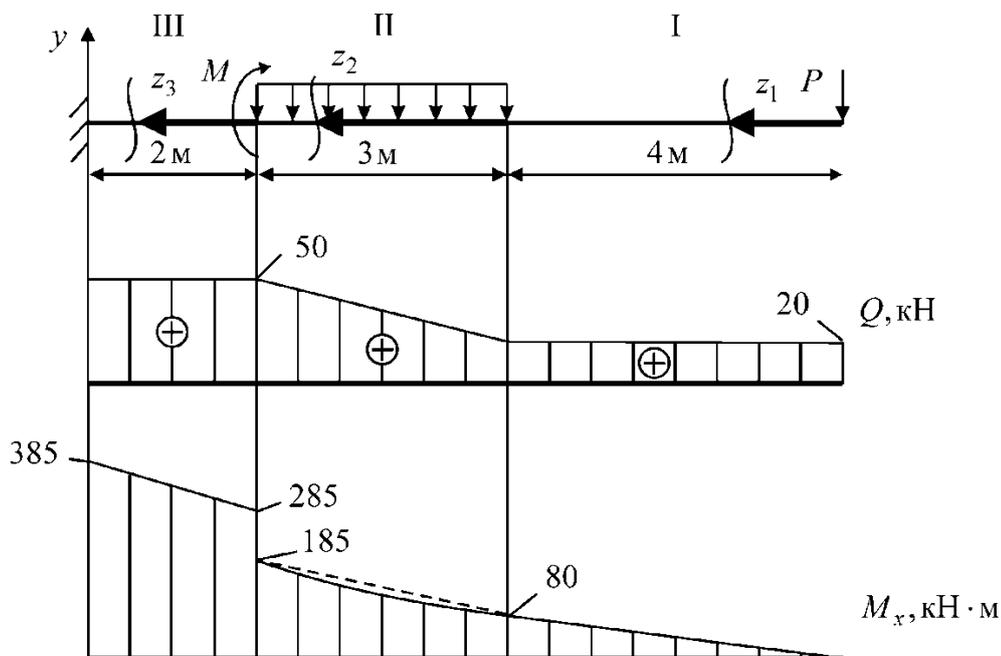


Рисунок 3.6 – Консольная балка

Участок II.

$$M_x = -\left(P(4 + z_2) + \frac{qz_2^2}{2}\right) = -20(4 + z_2) - \frac{10z_2^2}{2};$$

$$M_x(0) = -20 \cdot 4 = -80 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad M_x(3) = -20(4 + 3) - \frac{10 \cdot 3^2}{2} = -185 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Участок III.

$$M_x = -(P(7 + z_3) + R_q(1,5 + z_3) + M) = -20(7 + z_3) - 30(1,5 + z_3) - 100;$$

$$M_x(0) = -20 \cdot 7 - 30 \cdot 1,5 - 100 = -285 \text{ кН} \cdot \text{м};$$

$$M_x(2) = -20(7 + 2) - 30(1,5 + 2) - 100 = -385 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Соответствующие эпюры представлены на рисунке 3.6. Отметим, что в данном случае на участке II, где действует распределенная нагрузка, отсутствует экстремум. Параболу на этом участке можно приближенно построить по двум точкам и известному направлению выпуклости кривой.

Рассмотрим построение эпюр внутренних усилий без использования аппарата составления уравнений равновесия на основе метода сечений. Основные схемы нагружения, усилия и перемещения балок представлены в таблицах 3.1-3.3 [9].

К расчету балок на двух шарнирных опорах

№	Расчетная схема, нагрузки и эпюры	Опорные реакции	Изгибающий момент	Прогиб балки
1	2	3	4	5
1.1		$A = B = \frac{Q}{2}$	$M = \frac{Qx}{2} \quad (0 < x < l/2)$ $M = \frac{Q(l-x)}{2} \quad (l/2 < x < l)$ $M_{\max} = \frac{Ql}{4}$	$f = \frac{Qx}{48EJ} (4x^2 - 3l^2)$ при $x < l/2$ $f_{\max} = \frac{Ql^3}{48EJ}$
1.2		$A = \frac{Qb}{l}$ $B = \frac{Qa}{l}$	$M = \frac{Qbx}{l} \quad (0 < x < a)$ $M = \frac{Q(la - xa)}{l} \quad (a < x < l)$ $M_{\max} = \frac{Qab}{l}$	$f = \frac{Qb^2 a^2}{3lEJ}$ при $x = a$
1.3		$A = B = Q$	$M_{\max} = Qa$	$f_{\max} = \frac{Ql^3}{24EJ} (4 \frac{a^3}{l^3} - 3 \frac{a}{l})$
1.4		$A = \frac{Q(b+l-a)}{l}$ $B = \frac{Q(a+l-b)}{l}$	$M_{\max} = \frac{Qa(b+l-a)}{l}$	$f_{\max} = \frac{Ql^3}{24EJ} (4 \frac{a^3}{l^3} - 3 \frac{a}{l})$
2.1		$A = B = \frac{ql}{2}$	$M = \frac{qx(l-x)}{2}$ $M_{\max} = \frac{ql^2}{8}$	$f = \frac{q(2lx^3 - x^4 - l^3x)}{24EJ}$ $f_{\max} = \frac{5ql^4}{384EJ}$
2.2		$A = B = qa$	$M = qx(a - x/2)$ $(0 < x < a)$ $M_{\max} = \frac{qa^2}{2}$ $(a < x < l-a)$	при $x = l/2$ $f_{\max} = \frac{ql^2 a^2}{48EJ} (2 \frac{a^2}{l^2} - 3)$

1	2	3	4	5
2.3		$A = \frac{ql}{6}$ $B = \frac{ql}{3}$	$M = \frac{qlx}{6} - \frac{qx^3}{6l}$ $M_{1/2} = \frac{ql^2}{16}$ $M_{\max} = 0.0642ql^2$	$f_{\max} = 0.00651 \frac{ql^4}{EJ}$ <p>при $x = 0.519l$</p>
2.4		$A = \frac{qa}{2l} (l - \frac{2a}{3})$ $B = \frac{qa^2}{3l}$	$M = Ax - \frac{qx^2}{3}$ <p>($0 < x < a$)</p>	<p>при $x = a$</p> $f = \frac{qla^3}{45EJ} (5 - 9\frac{a}{l} + \frac{a^2}{l^2})$
2.5		$A = \frac{qa}{2l} (l - \frac{a}{3})$ $B = \frac{qa^2}{6l}$	<p>при $x = a$</p> $M = Aa - \frac{qa^2}{6}$	<p>при $x = a$</p> $f = \frac{qla^2b}{360EJ} (20\frac{a}{l} - 13\frac{a^2}{l^2})$

Таблица 3.2

К расчету консольных балок

№	Расчетная схема, нагрузки и эпюры	Опорные реакции	Изгибающий момент	Прогиб балки
1	2	3	4	5
1.1		$A = Q$	$M_A = Ql$ $M = Qx - Ql$	$f = \frac{Q}{2EJ} (\frac{x^3}{3} - lx^2)$ $f_{\max} = \frac{Ql^3}{3EJ}$
1.2		$A = Q$	$M_A = Qa$ $M = Qx - Qa$ <p>($0 < x < a$)</p> <p>при $x > a$</p> $M = 0$	$f = \frac{Qa^2}{6EJ} (a - 3x)$ <p>при $x > a$</p> $f_{\max} = \frac{Qa^2}{6EJ} (a - 3l)$

Продолжение таблицы 3.2

1	2	3	4	5
---	---	---	---	---

2.1		$A = ql$	$M_A = \frac{ql^2}{2}$ $M = \frac{ql^2 + qx^2}{2} - qlx$	$f = \frac{qx^2}{12EJ} (2lx - 3l^2 - \frac{x^2}{2})$ $f_{\max} = \frac{ql^4}{8EJ}$
2.2		$A = qb$	$M_A = qb(a + b/2)$ $M = M_A - Ax$ $(0 < x < a)$ $M = M_A - Ax + \frac{(q-a)^2}{2}$ $(a < x < l)$	$f = \frac{ql^4}{24EJ} (3 - 4\frac{a^3}{l^2} + \frac{a^4}{l^4})$
2.3		$A = qa$	$M_A = qa^2/2$ $M = \frac{qa^2}{2} + \frac{qx^2}{2} - qax$ $(0 < x < a)$ $M = 0 \quad (a < x < l)$	$f = \frac{qa^3}{24EJ} (a - 4x)$ <i>при $x > a$</i> $f = \frac{qa^3}{24EJ} (a - 4l)$
2.4		$A = \frac{ql^2}{2}$	$M_A = ql^2/6$ $M = \frac{ql^2}{6} + \frac{qx^2(4l - 3x)}{3l} - \frac{qlx}{2}$	$f = \frac{ql^4}{30EJ}$

Таблица 3.3

К расчету шарнирно-опертых балок с консолями

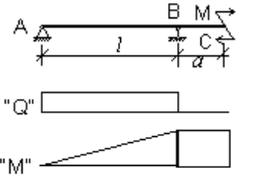
№	Расчетная схема, нагрузки и эпюры	Опорные реакции	Изгибающий момент	Прогиб балки
1	2	3	4	5
1.1		$A = -Qa/l$ $B = bQ \times \frac{(a+l)}{l}$	$M = -\frac{Qax}{l}$ $(0 < x < l)$ $M_A = 0$ $M_B = -Qa$	$f = \frac{Q}{6EJ} (alx - \frac{ax^3}{l})$ $(0 < x < l)$ $f_c = Qa^2(a+l)/3EJ$ $f_{0.577l} = 0.0642 \frac{Qal^2}{EJ}$

Продолжение таблицы 3.3

1	2	3	4	5
1.2		$A = B = Q$	$M = -Qx \quad (0 < x < a)$ $M = -Qa \quad (a < x < l + a)$ $M_A = M_B = -Qa$ $M_{\max} = -Qa$	$f_c = \frac{Qa^2}{6EJ} (4a - 3l)$ $f = \frac{Qax(l-x)}{2EJ}$ $f_{l/2} = \frac{Qal^2}{8EJ}$
1.3		$A = B = \frac{3Q}{2}$	$M = -Qx \quad (0 < x < a)$ $M = \frac{Q(x-3a)}{2} \quad (a < x < l/2 + a)$ $M_A = M_B = -Qa$	$f_{l/2} = \frac{Ql^2}{48EJ} (6a - l)$ $f_{l/2} = \frac{Ql^3}{24EJ}, a = l/2$ $f_{l/2} = 0, a = l/6$ $f_{l/2} = Ql^3/96EJ, a = l/12$
2.1		$A = -\frac{qa^2}{2l}$ $B = qa \times \frac{(2l+a)}{2l}$	$M = Ax \quad (a < x < l+a)$ $M_{l/2} = -\frac{Qa^2}{4} \quad M_A = 0$ $M_B = -\frac{qa^2}{2}$	$f_c = \frac{qa^3}{24EJ} (4a + 3l)$ $f = 0.0321 \frac{qa^2 l^2}{EJ}, x = 0.577l$
2.2		$A = B = q \times \frac{(l+2a)}{2}$	$M = Ax - q \frac{x^2}{2} \quad (a < x < l+a)$ $M_{l/2} = q(l^2 - 4a^2)/8$ $M_{l/2} = -M_A, a = l/8$ $M_A = M_B = -qa^2/2$	$f_{l/2} = \frac{ql^2(24a^2 - 5l^2)}{384EJ}$
2.3		$A = \frac{q(l^2 - a^2)}{2l}$ $B = qa + \frac{q(l^2 - a^2)}{2l}$	$M = Ax - q \frac{x^2}{2} \quad (0 < x < l)$ $M_{\max} = q(l^2 - a^2)^2 / 8l^2$ $M_A = 0$ $M_B = -qa^2/2$	$f_{l/2} = \frac{ql^2(12a^2 - 5l^2)}{384EJ}$

Продолжение таблицы 3.3

1	2	3	4	5
---	---	---	---	---

2.4		$-A = B = \frac{M}{l}$	$M = -M \frac{x}{l}$ $(0 < x < l)$ $M_A = 0$ $M_B = -M$	$f = \frac{Mx}{6EJ}(l^2 - x^2)$ $f_{\max} = 0.0642 \frac{Ml^2}{EJ}$ $f = \frac{Ml^2}{16EJ}, x = l/2$
-----	---	------------------------	---	--

Пример. Определить значения внутренних усилий в рядовой балке перекрытия пролетом 2,5 м, при шаге балок 0,5 м. Конструкция перекрытия приведена на рис. 3.18. Полезную нагрузку на перекрытие принять равной 150 кг/м².

Решение. Для определения усилий выполняем сбор нагрузки на балку. Нагрузка на 1м² конструкции перекрытия при шаге балок 1м определена в таблице 2.2. При шаге балок 0,5 м необходимо пересчитать только данные в последней строке: При шаге балок 0,5 м на площадь 1м² приходится 2 балки (средняя, половина правой крайней и половина соседней левой) и 4 черепных бруска.



Рис. 3.7 – Исходные данные для решения задачи

Тогда имеем: $(2 \cdot 520 \cdot 0,2 \cdot 0,1 \cdot 2,5 + 4 \cdot 520 \cdot 0,05 \cdot 0,05 \cdot 2,5) / (2,5 \cdot 1) = 26 \text{ кг/м}^2$.

Итоговое значение нагрузки составит:

$$81,85 - 13 + 26 = 94,85 \text{ кг/м}^2$$

Погонная нагрузка собирается с грузовой площади шириной $0,5/2+0,5/2=0,5$ м. Для получения расчетных значений усилий умножаем нормативные значения нагрузок на соответствующие коэффициенты надежности [3]:

$$q = 1,3 \cdot 94,85 \cdot 0,5 + 1,3 \cdot 150 \cdot 0,5 = 159,1 \text{ кг/м.}$$

Эта нагрузка является равномерной и распределяется по всей длине балки. Пользуясь таблицей 3.1, находим соответствующую такому нагружению схему – № 2.1. Определяем опорные реакции и максимальные значения поперечных сил Q и изгибающих моментов M , записывая формулы из таблицы и подставляя в них исходные данные и нагрузку:

$$Q_{\max} = R_A = R_B = ql / 2 = 149,7 \cdot 2,5 / 2 = 187,1 \text{ кг};$$

$$M_{\max} = ql^2 / 8 = 149,7 \cdot 2,5^2 / 8 = 117 \text{ кг} \cdot \text{м.}$$

3.2. Понятие о проектировании. Принципы моделирования строительных конструкций зданий и сооружений.

Проектирование (от лат. projectus - брошенный вперед, взгляд в будущее) – процесс создания проекта, т.е. прототипа, прообраза предполагаемого и возможного объекта. Проект может быть выполнен в виде макета, модели или рабочих чертежей.

Архитектурно-строительное проектирование заключается в разработке технической документации, предназначенной для осуществления строительства какого-либо объекта (или ряда объектов), создания новых видов и образцов строительных конструкций на предприятиях строительной индустрии и т.д. В процессе проектирования выполняют технические и экономические расчеты, разрабатывают схемы, графики, макеты, рабочие чертежи, составляют пояснительные записки, спецификации, сметы, калькуляции.

Проектирование - важнейшее звено, связывающее научные разработки с практикой строительства. В проектах находят непосредственное отражение результаты научных исследований, новые конструктивные решения, передовой

опыт возведения зданий и сооружений. От качества проектирования в немалой степени зависят темпы технического прогресса в любой отрасли производственной деятельности человека, в том числе и в строительстве. Важным принципом проектирования является принятие определенных расчетных моделей.

Рассмотрим принципы моделирования строительных конструкций, зданий и сооружений. Сложные инженерные сооружения состоят из множества разнородных элементов, различающихся материалом, формой, соотношением размеров, характером загрузки и т.п. Основным их особенностям, классификации, описанию применяемых физических и математических и расчетных моделей посвящена настоящая глава.

Следует иметь в виду, что инженеру-проектировщику в любом случае приходится иметь дело не с реальной конструкцией, а с ее моделью, в противном случае процесс проектирования сделался бы практически нереализуемым. В современной инженерной практике моделирование является многоэтапным процессом, который связан с решением многих физических и математических проблем, в том числе:

- моделирование материала и его свойств;
- моделирование связи между компонентами напряженно-деформированного состояния конструкции;
- моделирование формы конструкции;
- моделирование связей между отдельными, часто разнородными элементами конструкции;
- моделирование связей между конструкцией и основанием,
- моделирование внешних силовых воздействиях на конструкцию.

В процессе создания науки о напряженно-деформированном состоянии материальных тел многократно делались попытки учесть их реальную структуру. Так, выдающиеся французские ученые О. Коши и Л. Навье, основоположники теории упругости, вначале пытались рассматривать твердое

тело как совокупность материальных точек (молекул), удерживаемых на определенных расстояниях друг от друга силами взаимодействия, при этом предполагалось, что силы взаимодействия двух молекул направлены по прямой и линейно зависят от расстояния между ними. Однако на основе представления о молекулярной структуре вещества ввиду исключительно большого числа элементарных материальных частиц и ничтожно малых расстояний между ними (по сравнению с размерами тела), проследить за перемещениями каждой конкретной частицы оказалось невозможным; в качестве единственно приемлемой была принята гипотеза о распределении вещества тела непрерывно по всему его объему. Такая абстрактная модель, называемая статистической, позволила перекинуть мост между дискретной средой, каковой в реальности является твердое тело, и понятием непрерывного геометрического пространства, являвшегося в то время основой математического анализа. Именно такой подход позволил выразить перемещения точек твердого тела непрерывными функциями координат и ввести статистическое понятие напряжения как осредненной силы взаимодействия между частицами, расположенными по одну сторону от произвольной площадки, мысленно выделенной внутри тела, и частицами, расположенными по другую ее сторону. В итоге Коши, Навье и Пуассон получили основные дифференциальные уравнения и соотношения теории упругости.

Кроме указанной гипотезы о непрерывной сплошной среде в теории упругости введены также гипотезы о линейной зависимости между напряжениями, деформациями, перемещениями и их производными, однородности (упругие свойства материала одинаковы во всех его точках) и изотропности (упругие свойства одинаковы во всех направлениях) твердого тела, что позволило теоретически сформулировать и практически использовать целый ряд важнейших физических и механических характеристик материала.

При проектировании инженерных сооружений, как правило, не удается ввести в расчет их реальную форму, а приходится довольствоваться ее

упрощенным, идеализированным представлением, что позволяет применить имеющиеся в распоряжении проектировщика физические модели и математические методы. Моделирование формы и построение расчетной схемы сооружения - один из самых ответственных этапов процесса проектирования строительных объектов.

Таким образом, инженеру в любом случае следует быть готовым к тому, что результаты расчета сооружения, полученные с помощью самых современных математических методов и сверхмощных компьютеров, лишь приближенно выражают его действительное напряженно-деформированное состояние. Важно лишь, чтобы возникшие при этом погрешности не могли явиться одной из причин недопустимого отклонения основных характеристик готового сооружения от предъявляемых к нему эксплуатационных требований по прочности, деформативности, долговечности и пр.

Еще одной проблемой в современном проектировании инженерных сооружений является невозможность выполнения всего комплекса операций по их расчету и конструированию на одном количественном уровне допустимых погрешностей. Так, например, перемещения и напряжения в сечениях идеализированной расчетной схемы металлического моста можно определить с любой наперед заданной точностью, в то же время погрешности моделирования узлов соединения элементов реальной конструкции или определения характеристик грунта в основании опор моста могут составить десятки процентов. Принятая в нормативных документах различных государств система коэффициентов запаса в определенной мере предохраняет проектировщика от неприятных неожиданностей; важное значение, особенно в неординарных ситуациях, приобретает тщательно продуманный эксперимент, а также интуиция и опыт специалиста, искусство эффективного анализа и синтеза достижений мировой строительной практики.

Идеализированными в большинстве случаев являются также расчетные схемы достаточно сложных конструкций опорных элементов и связей между

отдельными частями сооружений. Наиболее широко применяются модели подвижного и неподвижного шарнирных соединений, а также жесткого защемления.

Безусловной абстракцией является также понятие «сосредоточенная сила», т.е. сила, действующая на участке поверхности тела нулевой площади или во внутренней области, объем которой равен нулю. В ряде задач такая абстракция приводит к усложнению расчетной схемы, так как приходится принимать во внимание так называемые особенности напряженно-деформированного состояния тела, связанные с необходимостью учета бесконечно больших напряжений.

Расчетная модель совокупность принимаемых для расчета условий, таких как выбор расчетной схемы, принятие упрощающих предпосылок, составление исходных уравнений состояния и т.д. Расчетные модели конструкций и оснований должны отражать действительные условия работы здания, сооружения, отвечающие рассматриваемой расчетной ситуации. При этом следует учитывать факторы, определяющие напряженное и деформированное состояния, особенности взаимодействия элементов конструкций между собой и с основанием, пространственную работу конструкций, геометрическую и физическую нелинейности, пластические и реологические свойства материалов и грунтов, наличие трещин в железобетонных конструкциях, возможные отклонения геометрических размеров от их номинальных значений.

3.3 Понятие о расчетной схеме. Основные гипотезы и допущения при их составлении. Составляющие расчетной схемы и их анализ. Идеализация конструкций и их систем, материалов, нагрузок. Идеализация внешних и внутренних связей в конструкциях.

Расчетная схема – это идеализированный объект, лишенный несущественных признаков. Она включает:

- геометрическую схему элемента конструкции;
- приложенные нагрузки;
- опорные крепления;
- модельную среду.

Геометрическая схема элемента конструкции. Из практики проектирования известны следующие геометрические схемы элементов конструкций: стержень, плита, оболочка, массивное тело (рис. 3.10).

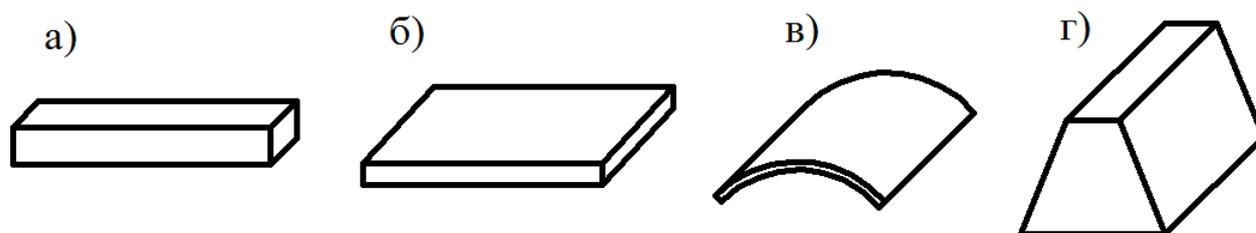


Рис. 3.10. Геометрическая идеализация конструктивных элементов: стержень (а), пластина (б), оболочка (в), массивное тело (г)

Стержень – тело, длина которого намного больше ширины и высоты, т. е. $l \gg h, b$.

Пластина – тело, ширина которого намного меньше длины и высоты, а срединная поверхность ровная.

Оболочка – тело, ширина которого меньше длины и высоты, но срединная поверхность изогнутая, т. е. оболочка - это изогнутая пластина.

Массивное тело - тело, у которого все размеры соизмеримы.

Приложенные нагрузки. Сила – мера взаимодействия двух тел. Силы бывают внешними и внутренними, а также сосредоточенными и распределенными. Распределенные делятся на равномерно распределенные и неравномерно распределенные.

Типы опорных креплений (рис. 3.11). Шарнирно-подвижная опора разрешает перемещение по горизонтали и поворот, но запрещает перемещение по вертикали.

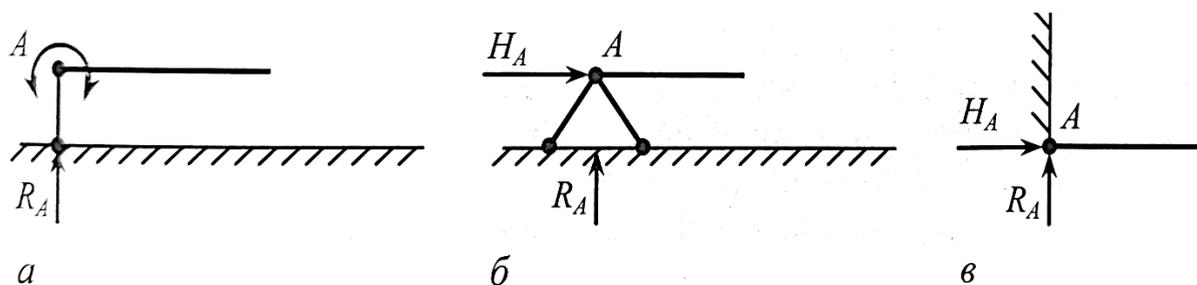


Рис. 3.11 Типы опорных закреплений: а – шарнирно-подвижная опора; б – шарнирно-неподвижная опора; в – заделка

Шарнирно-неподвижная опора запрещает перемещение по вертикали и горизонтали, но разрешает поворот. Заделка запрещает любые перемещения и повороты. Опорные закрепления при расчете заменяются реакциями - внешними силами.

Модельная среда. Характеристики материала определяются из эксперимента. При этом происходит некоторое их усреднение для характерного объема, соизмеримого с размерами опытных образцов. В итоге полученные константы характеризуют модельную среду материала, для которой, в отличие от реального материала, уже применимы операции математического анализа. При переходе от реального материала к его модельной среде используются следующие гипотезы (которые становятся приемлемыми благодаря экспериментальному методу определения соответствующих констант материала): гипотеза сплошности и гипотеза однородности (рис. 3.12).

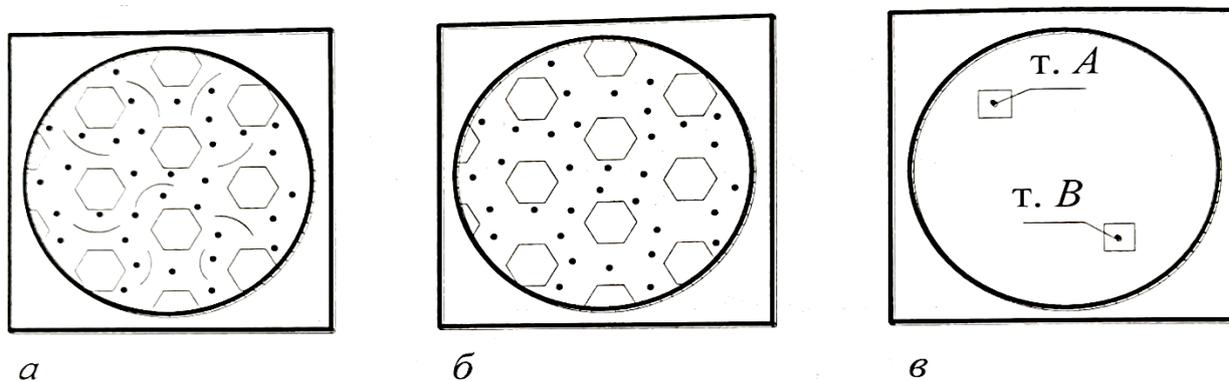


Рис. 3.12. К переходу от реального материала к модельной среде: а – реальный образец материала; б – образец идеализированного материала после использования гипотезы сплошности; в – образец идеализированного материала после использования гипотезы однородности

Гипотеза сплошности исключает наличие разрывов даже на микроуровне. Гипотеза однородности – характеристики вещества в окрестности точки А такие же, как и в окрестности точки В. Выделение из объекта его существенной части является первым шагом идеализации. После того как выбрана та часть объекта, которая будет фигурировать в расчете, начинается идеализация ее геометрического образа – геометрическое моделирование. В процессе геометрического моделирования решается вопрос о возможной идеализации объекта в смысле придания ему свойств регулярности или симметрии, хотя сам объект, возможно, и не является строго регулярным, а условия симметрии могут быть в небольшой степени нарушенными.

Следующим этапом является идеализация материала конструкции и набора его физико-механических параметров. Как уже было отмечено, материал заменяется модельной средой – рассматривается идеализированное тело, обладающее рядом свойств, а именно - тело считается сплошным (без пустот и трещин) и однородным. Это означает, что свойства материала, взятого в бесконечно малом объеме в окрестности любой точки, не зависят от его расположения. Использование этих гипотез базируется на экспериментальной основе.

Экспериментальные данные, получаемые для представительного объема материала в виде кубов, призм, арматурных стержней и т. п., включают влияние всех неоднородностей и микротрещин, В итоге получаемые константы характеризуют уже модельную среду с усреднением всех несовершенств материала. Именно для модельной среды и становится возможным использование аппарата высшей математики.

Выяснено, что для большинства конструкционных материалов изменчивость физико-механических свойств невелика и мало сказывается на результатах расчета. Но, к сожалению, выводы такого типа используются идалеко за пределами своей обоснованности. Достаточно сказать, что

идеализированными и одинаковыми по пространству свойствами нередко наделяются грунты основания» для которых предположение о малой изменчивости параметров не слишком оправдано, а зачастую — просто не согласуется с результатами инженерно-геологических изысканий. Другим типичным примером является наделение системы неким осредненным значением логарифмического декремента колебаний или других аналогичных мер диссипации, в то время когда такие параметры могут меняться в пределах сооружения в десятки и сотни раз.

Наконец, в понятие идеализации материала иногда включается идеализация конструктивного решения. Так, например, часто расположенные ребра подкрепления пластин и оболочек «размазываются», но при этом материалу сглаженной системы приписывается свойство анизотропии (так называемая конструктивная анизотропия).

Достаточно серьезной процедурой является идеализация нагрузок, действующих на конструкцию в различных режимах работы. Вообще, нагрузки являются одним из наименее изученных компонентов системы, они имеют большую изменчивость во времени и пространстве, и те расчетные модели, которыми оперирует проектная практика, достаточно условны. Некоторые из моделей нагружения, которые традиционно используются при составлении расчетных моделей (равномерно распределенная нагрузка, сосредоточенная сила, импульсивное воздействие, гармоническая осцилляция), являются физическими абстракциями, о чем надо хорошо помнить при анализе результатов расчета. Особенно много ошибок в процессе идеализации нагрузок совершается в части описания их поведения во времени, что приводит к недостоверной картине динамического поведения системы. Именно в динамике наиболее ярко проявляется обратная связь между нагрузкой и сооружением, когда его поведение меняет сам характер динамически приложенных нагрузок (флаттер, галопирование, взаимовлияние различных форм колебаний и др.).

Понятие нагрузки является удобным способом описания взаимодействия

конструкции с окружающей средой, но это - не единственная форма такого взаимодействия. Часто необходимо описать не силовое, а кинематическое взаимодействие, когда некоторые внешние по отношению к рассчитываемой системе устройства стесняют перемещения или повороты отдельных точек или навязывают ей свои перемещения. Такие условия, называемые связями, почти всегда присутствуют в расчетной модели. Заметим, что заданное перемещение какой-либо точки всегда реализуется в виде смещения связи, а обычная связь-опора является частным случаем такого кинематического воздействия, когда упомянутое заданное перемещение имеет нулевое значение. Конечно, бесконечно жесткая связь, абсолютно точно навязывающая системе определенное (может быть нулевое) значение перемещения является идеализацией; в действительности взаимодействие с окружающей средой реализуется через некоторые устройства, имеющие, возможно, очень большую, но не бесконечно большую жесткость.

Вообще, следовало бы говорить не столько о нагрузках, сколько о воздействиях на сооружение. То, что идеализация воздействий является частью операций по составлению расчетной схемы, вспоминается не очень часто. Причин тому много, и одна из них связана с тем, что действующие нормы проектирования сформулированы как универсальные и не связываются с той частью расчетной модели, которая описывает конструкцию сооружения. Такой подход справедлив, если нагрузка, моделирующая воздействие окружающей среды на сооружение, никак не определяется работой самого сооружения. Но иногда приходится вспоминать, что есть не только действие нагрузки на систему, но и взаимодействие нагрузки с системой.

К числу характерных примеров взаимодействия нагрузки с системой относятся многие режимы динамического нагружения. Сооружение является некоторым фильтром, отбирающим из действующих на него возмущений определенную часть. Это обстоятельство хорошо исследовано, частотная картина нагружения является неотъемлемой частью описания динамической

нагрузки, и модальный анализ, дающий спектр собственных частот и форм колебаний, лежит в основе подавляющего большинства динамических расчетов.

В меньшей степени известно, что фильтрация может происходить не только по частоте воздействия (резонансные явления), но и по длине волны. Сейсмическое воздействие на объект с малыми размерами в плане (дымовая труба, башня и т. п.) и на сооружение большой протяженности, расположенное на общей фундаментной плите (корпус элеватора, атомная электростанция), оказывается существенно разным. Если в первом случае сооружение будет реагировать на волны всех длин, лишь бы частотная картина воздействия была такой, что она попадает в зону чувствительности, определяемую спектром собственных частот, то во втором случае сооружение будет реагировать аналогичным образом только на волны, длина которых примерно вдвое превышает размер фундамента в плане, – они действуют практически синфазно на протяжении всего сооружения, в то время как воздействие более коротких волн может оказаться в противофазе.

Аналогичные эффекты следует учитывать при расчете гидротехнических объектов. Так, для конструкций морских глубоководных оснований удается заметно снизить общий уровень загруженности, если их генеральные размеры подобраны так, что на противоположных сторонах сооружения волновая нагрузка действует в противофазе.

Еще одним примером взаимодействия нагрузки с сооружением является аэродинамическое нагружение. Его величина существенно зависит от формы конструкции, обтекаемой ветровым потоком. Здесь, кстати, наблюдается своеобразный эффект положительной обратной связи – увеличение поперечных размеров сечения увеличивает ветровую нагрузку, что, в свою очередь, может вызвать увеличение размеров сечения. Этот процесс не всегда является затухающим, и известны случаи, когда таким путем не удавалось спроектировать конструкцию.

Аналогичная положительная обратная связь возникает при учете

нагрузок от собственного веса, а также в случаях нагружения гибких конструкций весом слоя жидкости. В последнем случае прогибы конструкции увеличивая толщину слоя жидкости, что приводит вновь к увеличению прогибов. Во всех указанных случаях возможно явление своеобразной неустойчивости равновесия, несмотря на то, что в системе отсутствуют сжимающие нагрузки.

Реакции в отброшенных связях, с помощью которых окружающая среда взаимодействует с сооружением, ограничивая свободу ее перемещений, и навязывая определенное поведение, часто выступают в роли нагрузок.

Рассматриваемая конструкция должна быть некотором смысле несопоставимой по жесткости с отброшенным окружением. Лишь тогда можно уверенно предполагать, что нагрузки можно рассматривать как не зависящие от деформаций системы.

Таким образом, стандартной идеализацией взаимодействия с внешней средой является либо задание некоторых перемещений (чаще всего нулевых) - и тогда мы накладываем соответствующую связь, либо задание некоторого нагружения силового характера.

Рассматривая различия между силовым и деформационным нагружением В.И. Феодосьев (Десять лекций-бесед по сопротивлению материалов. - М. Наука, 1975. - 174 с.) приводит пример характерной ошибки, когда на опорное кольцо резервуара передают нагрузку по силовой схеме, где общий вес стенки резервуара равномерно распределен по длине опорного кольца. Кольцо не может рассматриваться как самостоятельно нагруженная силами система, поскольку оно прогибается ровно настолько, насколько позволяет ему деформироваться стенка бака. Кольцо практически находится в условиях деформационного нагружения, а еще лучше сказать- кинематического воздействия.

Разница между силовым и деформационным нагружением особенно резко сказывается при анализе тех последствий, к которым приводит их изменение. В упругой системе эта разница практически не проявляется, но дело существенно

меняется при рассмотрении систем неупругих. На это обстоятельство не очень часто обращают необходимое внимание; проектная практика настолько глубоко привязана к оценке напряжений, что об их неравноправности с деформациями в тех случаях, когда несправедлив закон Гука, забывают.

Идеализация связей распространяется и на описание законов взаимодействия отдельных элементов системы друг с другом. Принимаемые чаще всего условия полного совпадения перемещений или взаимных поворотов в точках соединения (абсолютно жесткая связь), равно как и их альтернатива, т. е. отсутствие какого бы то ни было взаимодействия по рассматриваемым видам перемещений (шарнир, ползунок), конечно, являются достаточно сильной идеализацией реальной картины взаимодействия.

При этом чаще всего исходят не из кинематических условий сопряжения, а из гипотез, связанных с силовыми аспектами взаимодействия. Так, глядя на конструкцию узла некоторой фермы (рис. 3.13), трудно принять решение о полной свободе взаимных углов поворота концевых сечений стержней, сходящихся в узле.

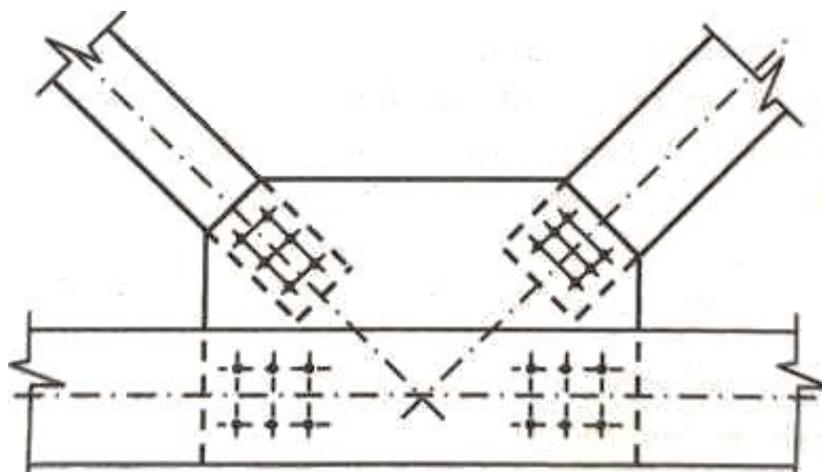


Рис. 3.13. Узел фермы

В то же время приводящая к такому же выводу гипотеза о малой роли изгибающих моментов при чисто узловых нагрузках интуитивно воспринимается как вполне разумная. Здесь уместно также отметить, что с точки зрения кинематики связь сооружения с землей, схематически изображаемая

три стержнями, не пересекающимися в одной точке, геометрически неизменяемая. Такая связь статически определима, так как число усилий в этих стержнях, равно числу уравнений статики, которые можно составить для плоской системы, находящейся в равновесии. Кроме внешней статической неопределимости, может иметь место внутренняя статическая неопределимость системы. Так, например, на каждый узел фермы действует система сил, пересекающихся в одной точке. Для такой системы статика дает два уравнения равновесия. Если ферма имеет K узлов, то для них можно составить $2K$ уравнений равновесия, при помощи которых должны быть найдены усилия во всех узлах фермы и три неизвестные опорные реакции. Следовательно, ферма будет статически определима, если число стержней ее не равно удвоенному числу узлов минус 3: $S = 2K - 3$. Если количество связей излишнее (связью в строительной механике называется всякое препятствие, не допускающее изменения взаимного положения точек или сечений системы), то система статически неопределима, «Степень статической неопределимости равна числу лишних связей, удаление которых превращает статически неопределимую систему в определимую, геометрически неизменяемую систему (изменение формы которой возможно в связи с деформациями ее элементов). В этой связи прямоугольная замкнутая рама, например, является трижды статически неопределимой, так как для превращения ее в статически определимую, необходимо перерезать один из ее элементов, и тем самым устранить три лишние внутренние связи. Реакциями этих внутренних связей являются: продольная сила, поперечная сила и изгибающий момент, действующие в месте разреза. Эти реакции при помощи уравнений статики не могут быть найдены. В аналогичных условиях в смысле статической неопределимости находится любая система, представляющая замкнутый контур (контур, состоящий из ряда элементов, жестко, без шарниров, связанных между собой и образующих замкнутую цепь), который всегда трижды статически неопределим. Включение шарнира в узел рамы, в котором сходятся два стержня, снимает одну связь.

Поэтому для конструкции со сложным внутренним образованием, можно указать следующий общий прием определения степени статической неопределимости: число замкнутых контуров необходимо умножить на три и вычесть число одиночных шарниров. Это правило можно представить в виде формулы $S=3K-Ш0$.

3.4. Основные положения метода предельного равновесия

Расчет конструкций в упругой стадии работы материала не позволяет найти их действительный запас прочности, поскольку исчерпание несущей способности конструкции сопровождается появлением пластических деформаций[12]. Для выявления запаса несущей способности конструкции необходимо проводить расчет с учетом упругопластического деформирования материала. Однако сложность аппарата теории пластичности не позволяет решать широкий круг инженерных задач. Метод расчета конструкций по предельному равновесию, по сравнению с упругим расчетом, является действенным инструментом для оценки реальных запасов прочности. Расчет конструкций с ограничениями по предельному равновесию является приближенным поскольку не позволяет описать переходной процесс от упругого деформирования к образованию механизма с шарнирами пластичности. Поэтому если необходимо проследить процесс изменения напряженно-деформированного состояния вплоть до исчерпания несущей способности объекта, метод предельного равновесия неприменим. Но если нужно определить только несущую способность конструкции – то данный метод является эффективным.

При расчете конструкций по допускаемым напряжениям в упругой постановке предельной нагрузкой считается та, при которой наибольшее напряжение в какой-нибудь точке опасного сечения достигает величины расчетного сопротивления. При расчете конструкций по методу предельного

равновесия предполагается двухстадийный характер деформирования материала: на первой стадии материал подчиняется закону Гука, пока напряжения не достигнут предела текучести; а затем на второй стадии, предполагая, что в нем в определенной стадии нагружения в опасных сечениях беспредельно развиваются пластические деформации при постоянном напряжении. С появлением пластических деформаций нарушается линейная зависимость между напряжениями и деформациями по закону Гука, и все расчетные формулы, вывод которых основан на этой зависимости, становятся неприменимыми. Нарушается прямая пропорциональность между действующими на элемент конструкции нагрузками и возникающими в нем напряжениями и деформациями. Становится неприменимым один из основных принципов сопротивления материалов – принцип независимости действия сил.

Так как зависимость между напряжениями и деформациями становится нелинейной и для каждого материала определяется видом диаграммы растяжения, единых для различных материалов расчетных формул, учитывающих пластические деформации, получить невозможно. При выводе расчетных формул диаграммы растяжения упрощают (схематизируют). Для материалов, имеющих площадку текучести, например, для низкоуглеродистых сталей условная диаграмма зависимости напряжения от деформации состоит из наклонного и горизонтального участков и носит диаграммы Прандтля.

Суть метода состоит в том, что конструкция рассматривается в момент, непосредственно предшествующий ее разрушению, когда еще выполняются условия равновесия для внутренних и внешних сил, достигающих предельных значений. Отсюда и произошло название метода.

Реальные конструкции представляют собой в большинстве случаев многократно статически неопределимые системы, материал которых обладает свойством пластичности. Благодаря этому конструкции обладают дополнительными резервами несущей способности. После того, как в наиболее опасных сечениях напряжения достигают предела текучести, в отличие от

статически определимых систем, статически неопределимые системы могут нести дополнительные нагрузки за счет перераспределения внутренних сил.

Для пластичного материала предельным обычно считается, напряженное состояние, которое соответствует возникновению заметных остаточных деформаций, а для хрупкого - такое, при котором начинается разрушение материала.

Для выполнения расчетов на прочность по методу предельного равновесия вводятся понятия коэффициента запаса прочности. Коэффициент запаса при данном напряженном состоянии это число, показывающее во сколько раз следует одновременно увеличить все компоненты тензора напряжений, чтобы оно стало предельным.

Метод предельного равновесия базируется на следующих теоремах: статическая теорема, кинематическая теорема и теореме о единственности решения. Статическая предельная теорема: Если для статически неопределимой системы, находящейся под воздействием внешних сил, существует хотя бы одно статически допустимое поле распределения внутренних сил, при котором ни одно из усилий не превышает предельной величины и выполняется условие статического равновесия, то соответствующая усилий нагрузка будет меньше или равна разрушающей нагрузке.

Кинематическая предельная теорема: для рассматриваемой статически неопределимой системы, находящейся под воздействием внешней нагрузки, из всего множества кинематически допустимых механизмов пластического разрушения истинным будет тот, который соответствует наименьшей величине предельной нагрузки.

3.4. Железобетонные конструкции

3.4.1. Сущность железобетона

Железобетон состоит из бетона и стальной арматуры. Может быть и другой тип армирования, например, полимерные волокна различного состава.

Поскольку бетон хорошо работает на сжатие и плохо на растяжение арматура в железобетонных конструкциях, как правило, располагается там, где возникают растягивающие напряжения. Рассмотрим это напряженное состояние на примере железобетонной бетонной балки – в среднем сечении – сжатие и растяжение.

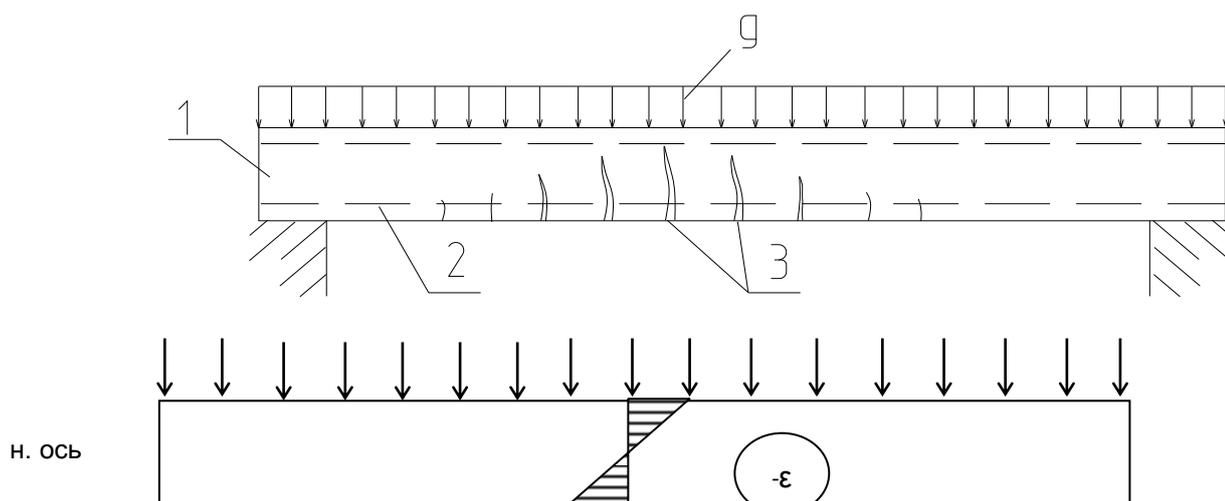


Рис. 3.14. Изгибаемый железобетонный элемент: 1 – бетон, 2 – рабочая продольная арматура; 3 – трещины, образовавшиеся в растянутой зоне

Армированная балка несет во много раз большую нагрузку, чем бетонная. Арматуру располагают в сжатых элементах - колонны стойки, что также существенно повышает несущую способность.

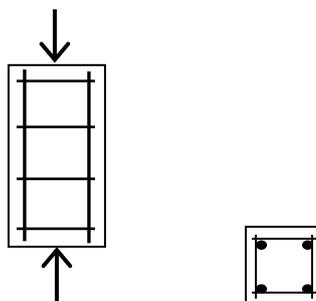


Рис. 3.15. Сжатый железобетонный элемент

Железобетон стал возможен благодаря выгодным сочетаниям физико-механических свойств бетона и стальной арматуры:

- 1-при твердении между бетоном и арматурой возникают значительной силы сцепления, что обеспечивает их совместную работу;
- 2-плотный бетон хорошо защищает арматуру от внешних воздействий,
- 3-близкое значение коэффициента температурного расширения в пределах до $\alpha_{bt} = 1 \times 10^{-5} \text{C}^{-1}$.

Положительные свойства ж/бетона: 1 – прочность и долговечность, 2 - огнестойкость, 3 -стойкость к атмосферным воздействиям, 4 - высокая сопротивляемость статическим и динамическим воздействиям, 5 - малые эксплуатационные расходы и т.д., 6 – доступность в исходных материалах по использованию практически во всех регионах страны; 7 - невысокая стоимость и т.д.

Недостатки железобетона: 1 - большая плотность, 2 - высокая звуко- и теплопроводность, 3 - трудоемкость переделок и усилений, 4 - необходимость выдержки для приобретения прочности, 5 - трещинообразование от силовых и усадочных воздействий. Эти недостатки можно снижать.

Образование трещин – особенность ж/бетона.

В ж/бетонных конструкциях, находящихся под нагрузкой, в растянутой зоне образуются трещины, однако при эксплуатационных нагрузках трещины раскрываются незначительно и не мешают во многих случаях нормальной эксплуатации.

Для некоторых сооружений образование и раскрытие трещин недопустимо – резервуары, емкости или конструкции, находящиеся в агрессивной среде. В этом случае бетон предварительно обжимают посредством натяжения арматуры – такой ж/бетон называют предварительно напряженным.

Предварительное напряжение повышает трещиностойкость и снижает деформативность конструкций.

Краткая история развития железобетона

Железобетон появился во второй половине 19 века. Рождение его принято считать 1850 г. - француз Ламбо изготовил лодку из металлической сетки, обмазанную цементным раствором.

Широкое освоение железобетона начинается с возведения фортификационных сооружений, арочных мостов, перекрытий промышленных зданий, подземных трубопроводов.

Отечественные ученые: ученые М.А. Белелюбский – плиты, своды, трубы;

Н.Н. Абрамов – спиральное армирование сжатых элементов;

В.П. Некрасов – косвенное армирование колонн;

Лолейта А.Ф. – безбалочные перекрытия.

Железобетон интенсивно находил широкое применение поскольку сэкономил металл.

Первые теоретические основы расчета ж/бетонных конструкций построены на упругой схеме работы бетона: ученые Консидер, Генебик (Франция), Мерш (Германия) создали теорию по допускаемым напряжениям, которой пользовались в основном до 1931 г.

В 1931 г. А.Ф. Лолейт предложил теорию расчета по разрушающим усилиям. В этом направлении работал А.А. Гвоздев и создал теорию расчета по несущей способности. Ученые В.И. Мурашов – теория расчета с трещинами, П.Л. Пастернак, В.В. Михайлов, О.Я. Берг, Я.В. Столяров.

В послевоенный период разрабатываются теории расчета статически неопределимых конструкций с учетом перераспределения усилий и неупругих деформаций – метод предельного равновесия – К.М. Крылов, А.А. Гвоздев.

С 1955 г. в нашей стране принимается единый метод расчета – по предельным состояниям, который используется и сейчас. В этом направлении работали А.П. Васильев, Г.И. Бердичевский, А.С. Залесов, Н.И. Карпенко, К.В. Михайлов, Г.К. Хайдуков, М.С. Торяник (косой изгиб), Вахненко (каменные конструкции), А.П. Кудзис (центрифугированные конструкции), Н.Я. Панарин

(ползучесть бетона), В.М. Бондаренко (нелинейные методы расчета ЖБК), Н.Н. Складнев (оптимизация ЖБК), П.Ф. Дроздов и Э.Е. Сигалов (расчет многоэтажных зданий) Н.Н. Попов и Б.С. Расторгуев (расчет ЖБК на динамические нагрузки большой интенсивности) и т.д.

Способы изготовления и возведения железобетонных конструкций

Различают ж/бетонные конструкции монолитные, сборные и сборно-монолитные.

Монолитные – конструкции, которые изготавливаются непосредственно на строительной площадке, т.е. в специально подготовленную опалубку устанавливается арматура и затем заливается бетон. Такие конструкции – фундаменты; ростоверки; перекрытия сложной конфигурации; пространственные конструкции – оболочки, купола и т.д., реконструируемые объекты, геометрически нелинейные элементы, фундаменты под оборудование.

Преимущество монолитных конструкций – малые сечения, высокая прочность, экономный расход материалов, эстетически более привлекательны.

Отрицательные свойства – трудоемкость изготовления, в зимний период – соблюдения необходимого тепловлажностного режима, например, прогрев, большой расход материалов на опалубку и подмости.

В последнее время возведение из монолитного ж/бетона индустриализировано, применяются типовые унифицированные сборно-разборные опалубки многократного использования.

Сборный ж/бетон – конструкции в большинстве своем унифицированы, изготавливаются на заводах и доставляются на стройплощадку.

Преимущества – технологичность изготовления, независимость от времени года, рациональные конструктивные формы, низкая трудоемкость монтажных работ, отсутствие опалубки, высокое качество, возможность создания предварительного напряжения.

Недостатки – большой расход материалов по сравнению с монолитным бетоном, необходимость расходов по стыкованию сборных элементов, жесткие

требования по унификации, более низкая эстетическая привлекательность, транспортные расходы, обязательные выполнения части работ по омоноличиванию и т.д.

Изготовление – стендовая технология, конвейерная, поточно-агрегатная.

Сборно-монолитные конструкции – комбинированная система; сначала укладываются сборные конструкции, являющиеся опалубкой, а затем все это обетонируется. Для сцепления сборного и монолитного бетона предусматривают выпуски арматуры, рифленая поверхность сборных конструкций. Применяют этот способ там, где сборные конструкции получаются очень громоздкими для перевозки или при специальных конструктивных требованиях.

Преимущества – отказ от опалубки и ускорение при производстве работ, большая гибкость в достижении оптимальных форм по сравнению со сборным железобетоном, широкие возможности в достижении требуемой несущей способности.

Недостатки – доставка кроме сборных конструкций и монолитного бетона, усложняется технология производства работ.

Область применения железобетона

Железобетон является базой современного индустриального строительства. Из него возводятся все виды зданий и сооружений - промышленные и жилые одноэтажные и многоэтажные здания, общественные здания различного назначения, тонкостенные покрытия промышленных и общественных зданий больших пролетов, инженерные сооружения – силосы, бункера, резервуары, дымовые трубы, тоннели метрополитенов, мосты, гидроэлектростанции, защитные оболочки АЭС, ирригационные конструкции и т.д.

Направления в развитии ж/бетона.

Ж/бетон еще на долгие годы останется основным строительным материалом. Это обеспечивается неограниченными ресурсами сырья, невысокой относительной стоимостью, хорошими конструктивными и эксплуатационными

свойствами.

Основные направления развития:

-повышение прочностных и деформативных свойств конструкционных бетонов и арматуры, т.е. расширение возможности регулирования необходимых свойств составных материалов;

-совершенствование теплотехнических и конструкционных свойств легких бетонов, используемых в качестве ограждающих конструкций - использование бетонов на пористых наполнителях, т.е. уменьшение его удельного веса;

-повышение эффективности конструктивных решений;

-внедрение высокопрочных арматурных сталей и создание эффективных преднапряженных конструкций;

-совершенствование технологии изготовления;

-применение принципиально новых конструктивных систем.

3.4.2. Основные физико-механические свойства бетона

1.Классификация бетона

Бетон как материал для железобетонных конструкций должен обладать необходимыми свойствами: прочностью, сцеплением, плотностью для защиты арматуры от коррозии.

В зависимости от назначения ж/бетонные конструкции бетон должен отвечать и специальным требованиям:

-морозостойкостью – наружные конструкции;

-жаростойкостью – при воздействии высоких температур;

-коррозионной стойкостью – при эксплуатации в агрессивных средах.

Бетоны подразделяются по следующим признакам:

а) структуре:

- плотные, на основе цементного вяжущего с заполнением всех пустоты;

- крупнопористые, пространство между заполнителем не полностью занято вяжущим – малопесчаные и беспесчаные;

- поризованные – искусственная пористость образованная искусственными пено- или газообразующими добавками;

- ячеистые – с искусственными замкнутыми порами.

б) по средней плотности:

особо тяжелые - $\gamma > 2500 \text{ кгс/м}^3$;

тяжелые - $\gamma = 2200 \div 2500 \text{ кгс/м}^3$;

облегченные - $\gamma = 1800 \div 2200 \text{ кгс/м}^3$;

легкие - $\gamma = 500 \div 1800 \text{ кгс/м}^3$.

в) по виду заполнителя:

- плотные заполнители;

- пористые заполнители;

- специальные заполнители для биологической защиты от излучений, химически стойкие.

г) по зерновому составу:

- крупнозернистый;

- мелкозернистый.

д) по условиям твердения: - естественного твердения;

- тепловлажностной обработки;

- автоклавной обработки.

Сокращенно для несущих конструкций принята следующая градация:

-тяжелый бетон – бетон плотной структуры на плотных заполнителях, крупнозернистый на цементном вяжущем, при любых условиях твердения;

-мелкозернистый бетон – бетон плотной структуры и т.д.

- легкий бетон – бетон плотной структуры на пористых заполнителях, крупнозернистый, цементном вяжущем, любые условия твердения.

Плотные заполнители: щебень, гранит и т.д.

Пористые заполнители: керамзит, шлак и т.п.

Бетоны поризованные, ячеистые с $\gamma < 1400 \text{ кгс/м}^3$ применяют в основном для ограждающих конструкций.

2. Структура бетона

При затворении водой в смеси, состоящей из заполнителя и цемента начинается химическая реакция минералов цемента и воды, образуется гель, которая состоит из взвешенных в воде частиц цемента и кристаллов. Гель обволакивает заполнитель, постепенно твердеет и кристаллы срастаются в кристаллические сростки, которые с течением времени превращаются в цементный камень.

Существенным фактором является количество воды или W/C . Для химической реакции достаточно $W/C \approx 0,15 \div 0,2$, но это очень жесткая смесь. Практически $W = 0,3 \div 0,4$ (жесткая), $W = 0,5 \div 0,7$ (пластичная). Таким образом, остается химически несвязанная вода, которая заполняет поры и капилляры.

Структура бетона – это пространственная решетка из цементного камня, заполненная зернами песка и щебня, пронизанная большим числом пор и капилляров. В бетоне присутствуют все три среды – твердая, жидкая и газообразная.

Цементный камень в свою очередь состоит из упругого кристаллического сростка и наполняющей его вязкой массы – геля. Это наделяет бетон упруго пластическими свойствами.

3. Прочность бетона

Бетон – неоднородный материал и прочность его зависит от многих факторов, наиболее важными являются:

- время и условия твердения;
- вид напряженного состояния;
- технологические факторы;
- форма и размеры образцов.

Прочность нарастает с течением времени – наиболее интенсивные первые 28 дней, далее процесс замедляется (представить график).

Физика разрушения. Разрушение бетона происходит в результате разрыва

бетона в поперечном действии силы направлению

Сначала образуются микро трещины затем срastaются в макро, происходит увеличение объема.

Влияние времени и условий твердения на прочность (рис. 3.16)

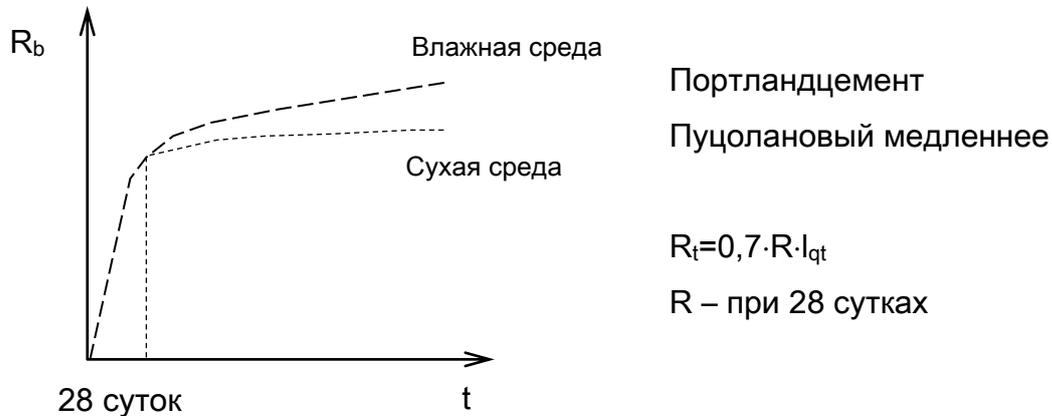


Рис. 3.16. Влияние времени и условий твердения на прочность

Ускоряют твердение бетона – t, влажность, давление.

Призменная прочность бетона – величина непосредственно используемая в расчетах R_b (стандартные призмы $15 \times 15 \times 60\text{см}$, $10 \times 10 \times 40\text{см}$ $R_b \approx 0,75 R$).

Прочность на растяжение зависит от прочности цементного камня и сцепления с зернами заполнителя, W/C с уменьшением R_{bt} возрастает:

$$R_{bt} \approx 0,232 \cdot \sqrt[3]{R_b^2} \quad (3.5)$$

R_{bt} получают при испытании восьмерок, цилиндрических образцов, бетонных балок:

$$R_{bt} = \frac{M}{\gamma \cdot W} \quad (3.6)$$

Прочность бетона на срез и скалывание – разделение элемента по сечению там, где действуют перерезывающие силы:

$$R_{sh} = 0,7 \cdot \sqrt{R_b \cdot R_{bt}} \text{ или } R_{sh} \approx 2R_{bt} \quad (3.7)$$

Редко встречается в чистом виде.

Прочность бетона при местном сжатии

$$R_{b,loc} = \varphi_{b,loc} \cdot R_b, \quad (3.8)$$

где $\varphi_{b,loc} \cdot \sqrt[3]{\frac{A_{loc2}}{A_{loc1}}}$

A_{loc1} – площадь смятия; A_{loc2} – расчетная площадь, зависящая от положения силы.

Прочность бетона при длительном действии нагрузки – бетон разрушается при напряжениях меньших чем R_b . Предел $R_{b,l} \approx 0,9 \cdot R_b$.

Прочность бетона при многократно повторных нагрузках.

В результате накопления повреждений при м.п.н. прочность бетона снижается. Предел выносливости R_r зависит от числа циклов, от асимметрии

цикла $\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}$.

Влияние на прочность бетона высоких и низких температур. Влияние температуры сказывается из-за различных коэффициентов линейного расширения цементного камня и заполнителя.

При изменении температуры до 100°C свойства бетона практически не изменяются.

При изменении температуры $250-300^{\circ}\text{C}$ происходит заметное снижение прочности. Особенно это сказывается при водонасыщенных бетонах – интенсивно происходит высыхание, образование микротрещин и разрушение.

При температуре выше 300°C – меняются объемные деформации заполнителя и цементного камня по их контакту возникают напряжения, происходит разрыв цементного камня. Для повышения жаростойкости применяют заполнители с малыми коэффициентами линейного расширения – красный кирпич, доменные шлаки

При замораживании бетона его прочность повышается, при оттаивании снижается

Показатели качества бетона

Класс бетона по прочности на осевое сжатие – это временное сопротивление сжатию куба с ребром 15 см при $t = 20^{\circ}\text{C}$ (кубиковая прочность); если ребро 10 см , то $15/1,1$ в возрасте 18 суток $B 7,5 – B 60$.

Класс бетона по прочности на осевое растяжение B_t получают при испытании образцов в размерах в 10 – 20 раз ниже прочности на сжатие.

Марка бетона по морозостойкости: $F 25 - F 300$ – количество циклов попеременного оттаивания и замораживания.

Марки бетона по водонепроницаемости $W 2 - W 12$ - показывает предельное давление воды, при котором еще не наблюдается просачивание.

Марка бетона по плотности $D 800 - D 2400$ - характеризует среднюю плотность.

В зависимости от требований и условий получают ту или иную марку.

3.4.3. Деформативность бетона

Деформации различают: объемные – усадка, температурно-влажностные и силовые – направленные по действию силы.

Усадка и набухание бетона

Свойство бетона уменьшаться в объеме при твердении называется усадкой и увеличиваться при твердении в воде – набуханием.

Усадка зависит от следующих факторов:

1) количества и вида цемента: чем больше цемента, тем больше усадка (глиноземистый цемент > усадка);

2) W/C : чем больше это соотношение, тем больше усадка;

3) крупности заполнителя: чем мельче заполнитель, тем больше усадка.

Усадка связана с физико-химическим процессом: уменьшением объема цементного геля – потеря избыточной воды на испарение. Усадка наиболее интенсивно происходит в начальный период твердения, затем затухает. Чем меньше влажность, тем быстрее усадка. При сжатии усадка ускоряется.

При неравномерном высыхании происходит неравномерная усадка, тогда возникают начальные напряжения. На поверхности быстрее высыхает – усадки больше; внутри – усадка медленнее, получается, что внешние слои растянуты,

вследствие этого появляются усадочные трещины.

Уменьшить усадку – нужны конструктивные меры: устроить усадочные швы – снижение размеров; установка дополнительной арматуры; технологические меры: подбор состава; использование специальных цементов; увлажнение поверхности.

Объемные деформации – усадка предельное значение $\varepsilon_{s1} = 3 \cdot 10^{-4}$, при набухании в 2 – 5 раз меньше.

Температурные деформации

Характеризуются коэффициентом температурного расширения: при изменении температуры от -50° до $+50^\circ$ $\alpha_{bt} = 1 \cdot 10^{-5} \cdot c^{-1}$.

Силовые деформации различаются:

- кратковременное действие нагрузки;
- длительные;
- многократно повторные.

Силовые деформации при однократном кратковременном нагружении состоят из упругих и неупругих деформаций $\varepsilon_b = \varepsilon_e + \varepsilon_{pl}$.

Диаграмма сжатия-растяжения бетона при кратковременном нагружении (рис. 3.17).

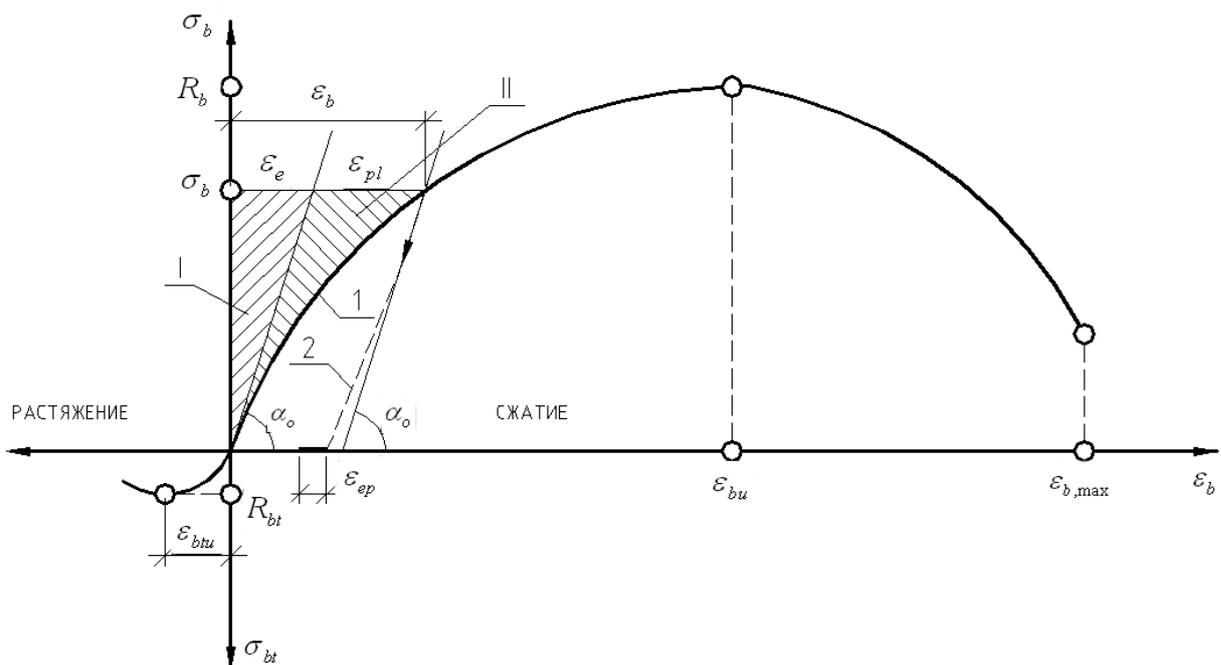


Рис. 3.17. Диаграмма зависимости между напряжениями и деформациями в бетоне при сжатии и при растяжении: I – область упругих деформаций, II – область пластических деформаций; 1- загрузка, 2-разгрузка, ϵ_{ub} – предельная сжимаемость, ϵ_{ubt} – предельная растяжимость, ϵ_{bmax} – предельная сжимаемость на нисходящей ветви

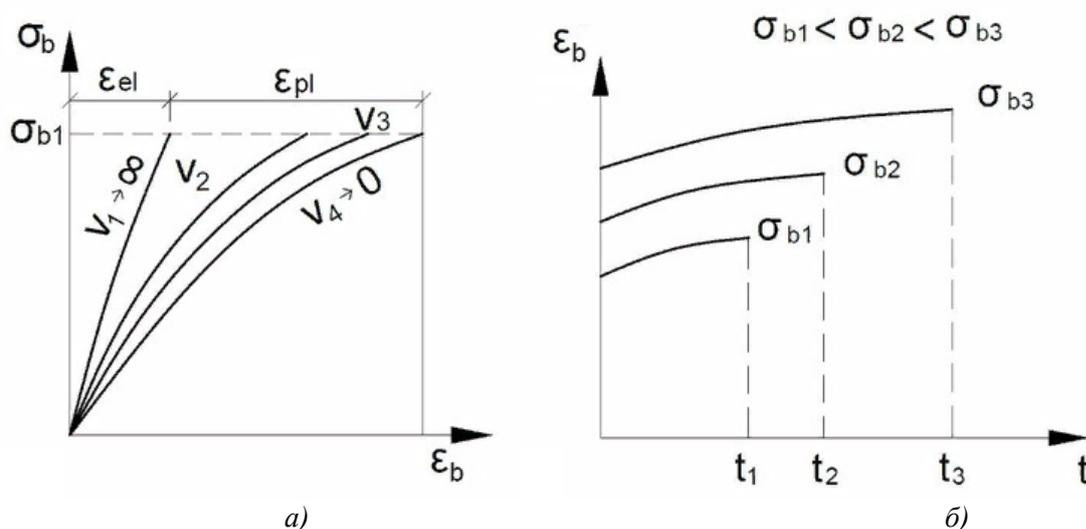


Рис. 3.18. Деформации ползучести бетона в зависимости от скорости нагружения (а) и времени выдержки под нагрузкой при постоянном уровне напряжений (б)

3.4.4. Арматура

Арматура – совокупность соединённых между собой элементов, которые при совместной работе с бетоном в железобетонных элементах воспринимают растягивающие напряжения, а также могут служить усилением бетона в сжатой зоне (в сжатых и сжато-изгибаемых элементах). В зависимости от того, из какого материала выполнена арматура, различают следующие ее виды (рис. 3.19): стальная, базальтовая, стеклопластиковая и др.

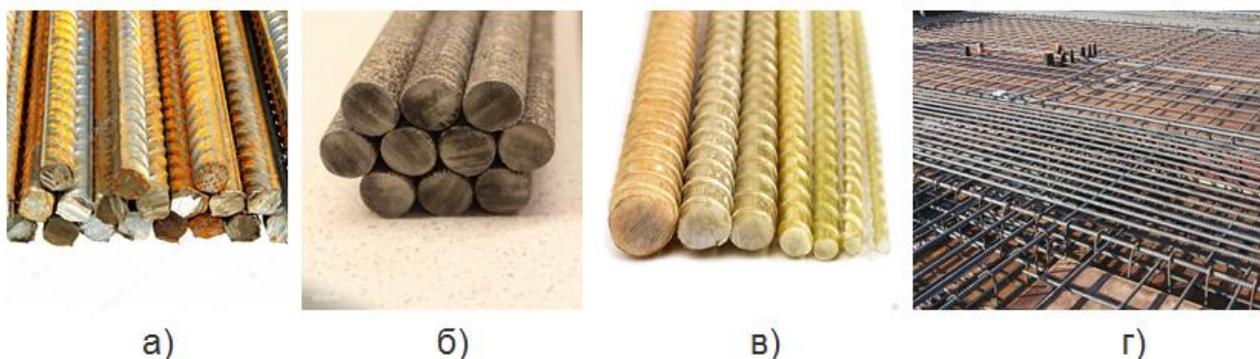


Рис. 3.19. Арматура: а) стальная, б) базальтовая, в) стеклопластиковая, г) арматурный каркас

По изгибной жесткости арматура делится на **жесткую** (из прокатных профилей), используемую в сталежелезобетонных конструкциях, и **гибкую** – в виде отдельных стержней и арматурной проволоки.

В зависимости от технологии изготовления различают **стержневую (горячекатанную)** и **проволочную (холонодеформированную)** гибкую арматуру, а также **канаты**.

Скольжение арматуры в бетоне не происходит из-за **сцепления**. На сцепление влияют зацепление выступов на поверхности арматуры, силы трения по поверхности контакта (под влиянием усадки), склеивание арматуры с бетоном (благодаря клеящей способности цементного геля).

Арматуру разделяют по следующим признакам:

1. По технологии изготовления – стержневая, проволочная и канаты.

Стержневая – 6-40мм.

2. По способу поставки - при $d \leq 10$ – бухтах, $d \geq 10$ – прутки.

3. От способа упрочнения горячекатаная разделяется:

на термически упрочненную;

упрочненная холодным деформированием - вытяжкой или волочением.

4. По форме поверхности - периодического профиля или гладкая.

5. По способу применения - напрягаемая и ненапрягаемая.

6. Жесткая арматура из металлопрофилей – двутавры, швеллера и уголки.

Прочностные и деформационные характеристики сталей устанавливают по диаграмме $\sigma - \varepsilon$, получаемой при испытании на растяжение (рис. 3.20).

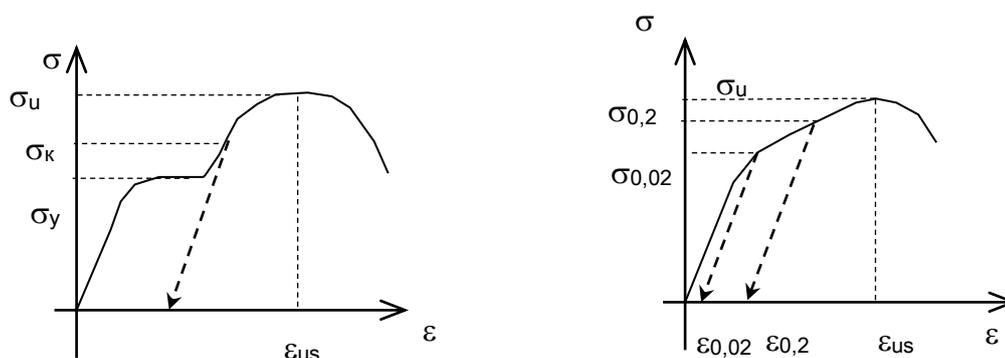


Рис.3.20. Диаграммы деформирования арматурных сталей

Горячекатаная сталь – мягкая сталь, обладает площадкой текучести и значительным удлинением после разрыва – 25%.

σ_y - предел текучести, σ_u - временное сопротивление.

Свойства арматуры зависят от химического состава.

Содержание углерода – 0,2 ÷ 0,4 % повышает прочность.

Легирующей добавки: Марганец (Г), хром (Х), повышают прочность без снижения деформативности. Кремний (С) увеличивает прочность, но ухудшает свариваемость. Общее содержание легирующей добавки 0,6 ÷ 2 .

Повышение прочности достигается термическим упрочнением и холодным деформированием. Схема термообработки – 800 ÷ 900°С → охлаждение, затем → 300 ÷ 400° С и медленное остывание.

Высоколегированные стали и термически упрочненные не имеют площадку текучести (2-й рисунок), для них установлен условный предел текучести $\sigma_{0,2}$, условный предел упругости $\sigma_{0,02}$.

Сущность упрочнения – вытягивается до напряжений σ_k и отпускается, по $\sigma_{вр}$ остается тем же.

Холодное волочение – через уменьшающие диаметры повышает временное сопротивление проволоки и снижает удлинение после разрыва – 4 ÷ 6 %.

Пластические свойства арматуры характеризуются остаточным удлинением после разрыва – это характеризует возможность работы арматуры в конструкции (разрыв или плавный характер разрушения, возможность изготавливать

арматурные изделия - механизация работ).

Специальные свойства арматуры

Наряду с прочностными и деформационными характеристиками часто требуется учитывать и ряд других свойств:

Свариваемость – способность арматуры к надежному соединению с помощью электросварки без трещин, каверн и других дефектов в зоне шва.

Хорошо свариваются малоуглеродистые и низколегированные стали. Нельзя варить термически упрочненные и вытянутые.

Хладноломкость – склонность к хрупкому разрушению при отрицательных температурах: - 30°C и ниже. Это горячекатаные стали полуспокойные и конвертерные отливки.

Реологические свойства – ползучесть и релаксация (они проявляются при высоких напряжениях и температурах). Релаксация – потеря напряжений при ϵ_{const} - важное значение для преднапряженных конструкций. Этим обладают стали упрочненные вытяжкой.

Усталостное разрушение – это при многократно повторяющейся нагрузке, носит хрупкий характер. Зависит от числа циклов «n», асимметрии цикла -

$$\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}}, \text{ сцепления с бетоном, образования трещины.}$$

Динамическая прочность наблюдается при кратковременных нагрузках $t < t_c$, проявляется в виде повышения предела текучести, σ_u -- практически не изменяется. Это явление объясняется запаздыванием пластических деформаций.

$$K_d = 1,2 - 1,3$$

Высокотемпературный нагрев снижает прочностные характеристики, 400°C АШ < σ_y на 30%, АІ < на 40%, Е < на 15%.

При остывании свойства в горячекатаной арматуре восстанавливаются, а в высокопрочной – частично.

Для армирования железобетонных конструкций с предварительным напряжением и без предварительного напряжения применяются следующие

виды арматуры:

- горячекатанная гладкая или периодического профиля индекс А;
- термомеханически упрочненная периодического профиля;
- холоднодеформированная периодического профиля 3-12, индекс В (Вр);
- арматурные канаты диаметром 6-15мм, индекс К.

3.4.5. Предварительное напряжение в ЖБК

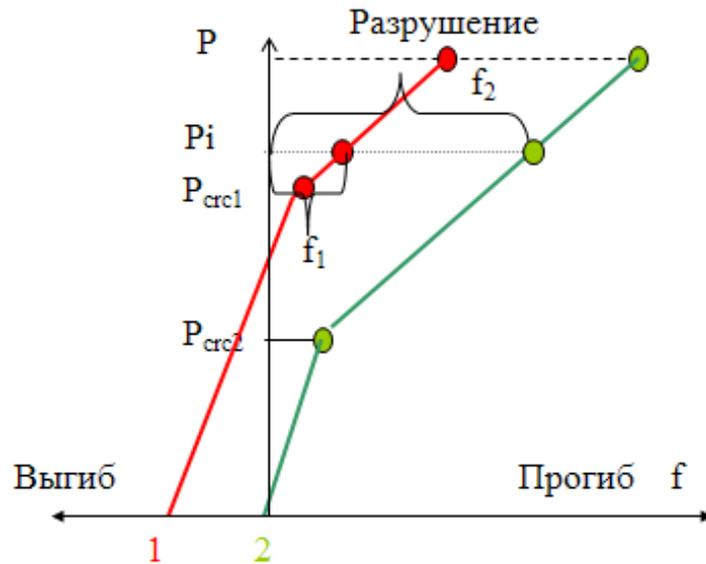
Сущность предварительного напряжения и способы его создания.

Предварительно напряженными называют такие железобетонные конструкции в которых в процессе изготовления искусственно создают сжимающие напряжения в бетоне натяжением арматуры.

Сжимающие напряжения создают, как правило, в зонах, которые под действием нагрузки будут растянуты.

Предварительное напряжение позволяет:

- эффективно использовать высокопрочную арматуру;
- повышает трещиностойкость;
- повышает жесткость и как следствие увеличивает коррозионную стойкость и долговечность.



1- балка с преднапряжением,
2- обычная балка.

а)

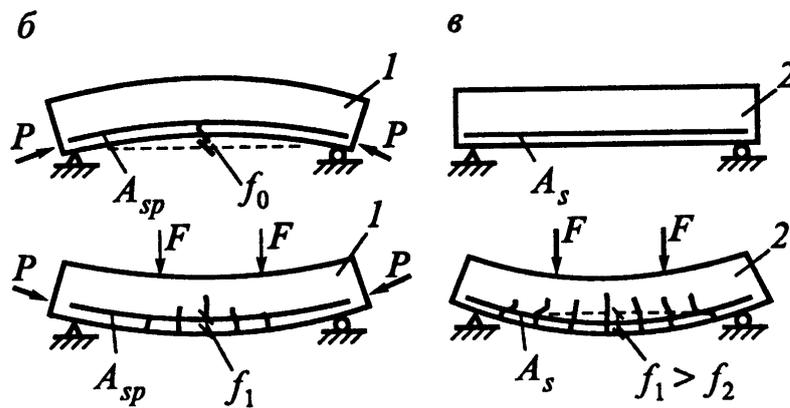


Рис. 3.21. Предварительное напряжение железобетона: а) график зависимости деформирования и разрушения изгибаемого железобетонного элемента с предварительным напряжением и без; б) предварительно напряженный элемент; в) элемент без предварительного натяжения арматуры

В преднапряженной балке до приложения нагрузки нижняя зона сжата арматурой. После приложения нагрузки с начало необходимо преодолеть сжимающие напряжения в нижней зоне. Следовательно, нагрузка при которой появляются трещины будет существенно выше. Нагрузка, при которой в

растянутой арматуре будет достигнуто расчетное сопротивление растяжению, равна нагрузке для ненапряженного элемента.

В производстве предварительно напряженных элементов различают два способа создания ПН: натяжение на упоры и натяжение на бетон.

Натяжение на упоры – натягивают арматуру и фиксируют на упорах металлоформы, бетонируют изделие, после достижения необходимой прочности бетоном - R_{br} арматуру отпускают.

Изготовление на длинных 100м стендах – струны натянуты (канаты) – после набора прочности изделие разрезается мерными длинами.

Стержневая арматура натягивается электро-термическим способом, проволочная или канаты – механическим способом .

При натяжении на бетон сначала изготавливается изделие с каналами для размещения арматуры. При достижении R_{br} в каналы заводят арматурные канаты или проволоку, а затем натягивают как правило механическим способом. Сцепление с бетоном обеспечивается инъецированием каналов после натяжения.

В монолитном строительстве получает распространение укладка арматурных канатов в пластиковые трубки. После твердения арматура натягивается.

Предварительные напряжения в арматуре. Потери предварительного напряжения.

Предварительные напряжения арматуры σ_{sp} принимают не более:

-для арматуры классов А500, А600, А800, А1000 – $0,9R_{s,n}$;

-для арматуры классов В_p1200-В_p1500, К1400, К1500 – $0,8 R_{s,n}$.

Кроме того, для любых классов арматуры значение σ_{sp} принимают не менее $0,3 R_{s,n}$.

При расчете предварительно напряженных конструкций следует учитывать снижение предварительных напряжений вследствие потерь предварительного напряжения:

– до передачи усилий натяжения на бетон (первые потери);

- после передачи усилия на бетон (вторые потери).

Первые потери предварительного напряжения включают потери от релаксации предварительных напряжений в арматуре, потери от температурного перепада при термической обработке конструкций, потери от деформации анкеров и деформации формы.

Потери от релаксации напряжений арматуры определяют по формулам:

для арматуры классов А600, А800 и А1000 при способе натяжения:

механическом – $\Delta\sigma_{sp1} = 0,1\sigma_{sp} - 20$;

электротермическом – $\Delta\sigma_{sp1} = 0,03\sigma_{sp}$;

для арматуры классов В_p1200...В_p1500, К1400, К1500 при способе натяжения:

механическом – $\Delta\sigma_{sp1} = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,n}} - 0,1 \right) \sigma_{sp}$;

электротермическом – $\Delta\sigma_{sp1} = 0,05\sigma_{sp}$.

Здесь σ_{sp} принимается без потерь в МПа.

При отрицательных значениях $\Delta\sigma_{sp1}$, их следует принимать равными нулю.

При наличии более точных данных о релаксации напряжений арматуры допускается принимать иные значения потерь от релаксации.

Потери от температурного перепада Δt , определяемого как разность температур натянутой арматуры в зоне нагрева и устройства, воспринимающего усилия натяжения, °С, принимаются равными

$$\Delta\sigma_{sp2} = 1,25\Delta t \text{ (МПа)} \quad (3.9)$$

При отсутствии точных данных принимается $\Delta t = 65^\circ$.

При наличии более точных данных о температурной обработке конструкций допускается принимать иные значения потерь от температурного перепада.

Потери от деформации стальной формы (упоров) при не одновременном натяжении арматуры на форму определяются по формуле

$$\Delta\sigma_{sp3} = \frac{n-1}{2n} \cdot \frac{\Delta l}{l} E_s, \quad (3.10)$$

где n – число стержней (групп стержней), натягиваемых неодновременно;

Δl – сближение упоров по линии действия усилия P , определяемое из расчета деформации формы;

l – расстояние между наружными гранями упоров.

При отсутствии данных о конструкции формы и технологии изготовления допускается принимать $\Delta\sigma_{sp3} = 30$ МПа.

При электротермическом способе натяжения арматуры потери от деформации формы не учитываются.

Потери от деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств, определяются по формуле

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{\Delta l}{l} E_s, \quad (3.11)$$

где Δl – обжатие анкеров или смещение стержня в зажимах анкеров;

l – расстояние между наружными гранями упоров.

При отсутствии данных допускается принимать $\Delta l = 2$ мм.

При электротермическом способе натяжения потери от деформации анкеров не учитываются, так как они должны быть учтены при определении значений полного удлинения арматуры.

Вторые потери предварительного напряжения включают потери от усадки и ползучести бетона.

Потери от усадки бетона определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} E_s, \quad (3.12)$$

где $\varepsilon_{b,sh}$ – деформация усадки бетона, принимаемая равной:

0,0002 – для бетона классов В35 и ниже;

0,00025 – для бетона класса В40;

0,0003 – для бетона классов В45 и выше.

Допускается потери от усадки определять более точными методами.

Потери напряжений в рассматриваемой напрягаемой арматуре (S или S') от ползучести бетона определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8\varphi_{b,cr}\alpha\sigma_{bp}}{1 + \alpha\mu_{sp}\left(1 \pm \frac{e_{0p1}y_s A_{red}}{I_{red}}\right)(1 + 0,8\varphi_{b,cr})} \quad (3.13)$$

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона определяемый по СП;

α – коэффициент приведения арматуры к бетону, равный $\alpha=E_s/E_b$;

μ_{sp} – коэффициент армирования, равный A_{spj}/A , где A и A_{spj} – площади поперечного сечения соответственно элемента и рассматриваемой напрягаемой арматуры (A_{sp} или A'_{sp});

σ_{sp} – напряжение в бетоне на уровне центра тяжести рассматриваемой напрягаемой арматуры, определяемое как для упругих материалов по приведенному сечению, с учетом только первых потерь.

Если $\sigma_{bp} < 0,0$, то потери от ползучести и усадки бетона принимаются равными нулю.

Если передаточная прочность бетона R_{bp} меньше 70% класса бетона В, то при определении $\Delta\sigma_{sp6}$ значения $\varphi_{b,cr}$ и E_b принимаются по табл.2.6 и 2.5 при $B=R_{bp}$.

Полные суммарные потери напряжений для арматуры S следует принимать не менее 100 МПа.

Характеристики приведенного сечения бетона. Приведенное сечение включает в себя площадь сечения бетона и площадь сечения всей продольной арматуры (напрягаемой и ненапрягаемой) с коэффициентом приведения арматуры к бетону $\alpha=E_s/E_b$.

Геометрические характеристики приведенного сечения определяются по формулам:

площадь приведенного сечения

$$A_{red} = A + \alpha A_{sp} + \alpha A'_{sp} + \alpha A_s + \alpha A'_s \quad (3.14)$$

расстояние от центра тяжести приведенного сечения до растянутой в стадии эксплуатации грани

$$y = \frac{S + \alpha A_{sp} a_p + \alpha A'_{sp} (h - a'_p) + \alpha A_s a_s + \alpha A'_s (h - a'_s)}{A_{red}} \quad (3.15)$$

где $S = abh/2$ – статический момент сечения бетона относительно растянутой грани;

момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести

$$I_{red} = I + \alpha A_{sp} y_{sp}^2 + \alpha A'_{sp} y'_{sp}{}^2 + \alpha A_s y_s^2 + \alpha A'_s y'_s{}^2, \quad (3.16)$$

где $y_{sp} = y - a_p$; $y'_{sp} = h - a_p - y$; $y_s = y - a_s$; $y'_s = h - a'_s - y$.

Допускается не уменьшать площадь всего сечения элемента A за счет площади сечения всей арматуры ΣA_s , если $\Sigma A_s < 0,03A$. В противном случае в формулах вместо α используется $\alpha - 1$.

Предварительные напряжения в бетоне σ_{bp} при передаче усилия предварительного обжатия $P_{(1)}$ не должны превышать $0,9 R_{bp}$.

Напряжение в бетоне σ_{bp} определяется по формуле

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1,2)}}{A_{red}} \pm \frac{P_{(1,2)} e_{0p1} y_s}{I_{red}} \pm \frac{M y_s}{I_{red}}, \quad (3.17)$$

Усилие предварительного обжатия бетона с учетом полных потерь напряжений P и эксцентриситет его приложения e_{0p} относительно центра тяжести приведенного сечения определяются по формулам:

$$P = \sigma_{sp2} A_{sp} + \sigma'_{sp2} A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s \quad (3.18)$$

$$e_{0p} = \frac{\sigma_{sp2} A_{sp} y_{sp} + \sigma'_s A'_s y'_s - \sigma'_{sp2} A'_{sp} y'_{sp} - \sigma_s A_s y_s}{P}$$

где σ_s и σ'_s – сжимающие напряжения в ненапрягаемой арматуре соответственно S и S' , вызванные усадкой и ползучестью бетона и численно равные сумме потерь напряжений от усадки и ползучести бетона $\Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6}$; при этом напряжения σ_{bp} определяется на уровне центра тяжести соответствующей

ненапрягаемой арматуры; если $\sigma_{bp} < 0,0$, напряжение σ'_s принимается равным нулю;

σ_{sp2} и σ'_{sp2} – предварительные напряжения арматуры соответственно S и S' с учетом всех потерь;

y_{sp} , y'_{sp} , y_s , y'_s – см. рис. 3.22.

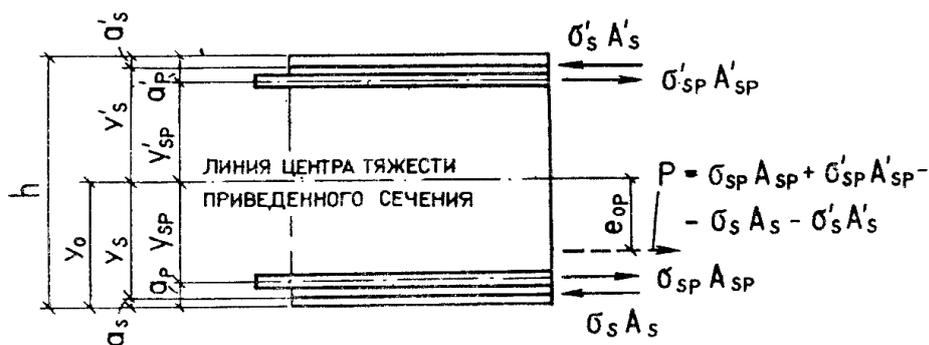


Рис. 3.22. Схема усилий предварительного напряжения арматуры в поперечном сечении железобетонного элемента

y_s – расстояние между центрами тяжести рассматриваемой напрягаемой арматуры и приведенного поперечного сечения элемента (т.е. y_{sp} или y'_{sp});

M – изгибающий момент от собственного веса элемента, действующий в стадии обжатия в рассматриваемом сечении;

A_{red} и I_{red} – площадь приведенного сечения и ее момент инерции относительно центра тяжести приведенного сечения.

3.4.6. Стадии НДС железобетонных элементов при изгибе. Две группы предельных состояний железобетонных элементов

Стадии НДС обычных и предварительно напряженных изгибаемых элементов. При постепенном увеличении нагрузки можно наблюдать три характерные стадии НДС (рис. 3.23):

- стадия 1 – до появления трещин в растянутой зоне – бетон практически работает упруго, в растянутой – бетон на пределе;

- стадия 2 – после появления трещин в растянутой зоне, усилие здесь воспринимается только арматурой в бетоне проявляются неупругие деформации;

-стадия 3 – стадия разрушения – напряжения в арматуре и бетоне достигают предельных значений. Возможно два случая разрушения – либо по бетону, либо по арматуре.

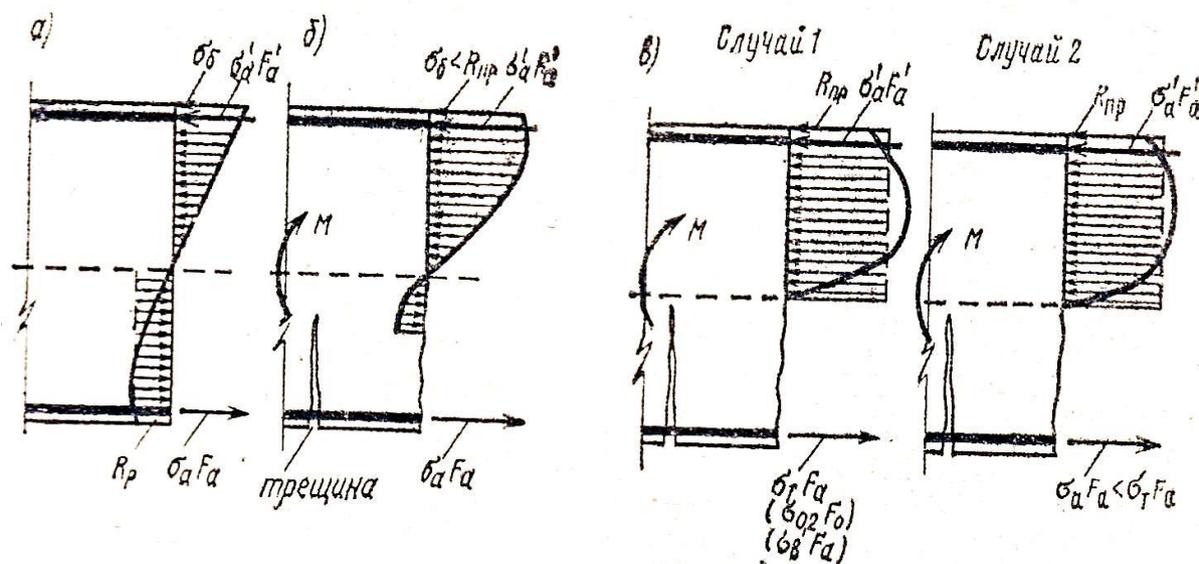


Рис.3.23. Стадии напряженно-деформированного состояния нормального сечения изгибаемого элемента без предварительного напряжения

Первая группа предельных состояний. Расчет ведется по третьей стадии НДС. Сечение конструкции обладает достаточной прочностью, если усилия от расчетных нагрузок не превышают усилий, воспринимаемых сечением при расчетных сопротивлениях бетона и арматуры. При этом должны быть учтены условия работы конструкции. Условия прочности выражаются неравенствами

-для изгибаемых элементов

$$M < M_{per}, Q < Q_{per}; \quad (3.19)$$

-для внецентренно сжатых

$$M < M_{per}, \text{ где } M = Ne; N < N_{per}; \quad (3.20)$$

-для элементов, воспринимающих крутящие моменты $T < T_{per}$.

Вторая группа предельных состояний. Расчет по образованию трещин нормальных или наклонных к продольной оси элемента производят для

проверки трещиностойкости конструкций в которых по условиям эксплуатации не допускается образование трещин или допускается образование и ограниченное раскрытие трещин.

Трещины, нормальные к продольной оси элемента не образуются если усилия от внешних нагрузок не превышают усилия трещинообразования

$$M < M_{cr}, N < N_{cr}. \quad (3.21)$$

Расчет по раскрытию трещин, нормальных к продольной оси элемента имеет целью определить ширину раскрытия трещин на уровне ц.т. растянутой арматуры и сравнить ее с предельной шириной для данных условий эксплуатации

$$a < a_{cr,u}. \quad (3.22)$$

Расчет по перемещениям заключается в определении, как правило, прогиба с учетом длительности действия нагрузки и сравнить его с предельно допустимым значением для данного типа конструкций и условий эксплуатации

$$f < f_u \quad (3.23)$$

Требования могут быть: технологические, конструктивные, эстетико-психологическими.

Например:

-подкрановые балки - $l/400$;

-балки, фермы, плиты покрытий и перекрытий при

$L=6m$ - $l/200$;

$L=12-24m$ - $l/250$.

3.4.7. Расчет железобетонных изгибаемых элементов по прочности нормальных сечений

Общий способ расчета прочности. В изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементах в сечениях нормальных к продольной оси элемента при двузначной эпюре напряжений в стадии 3 НДС характерно одно и то же НДС (рис. 3.24).

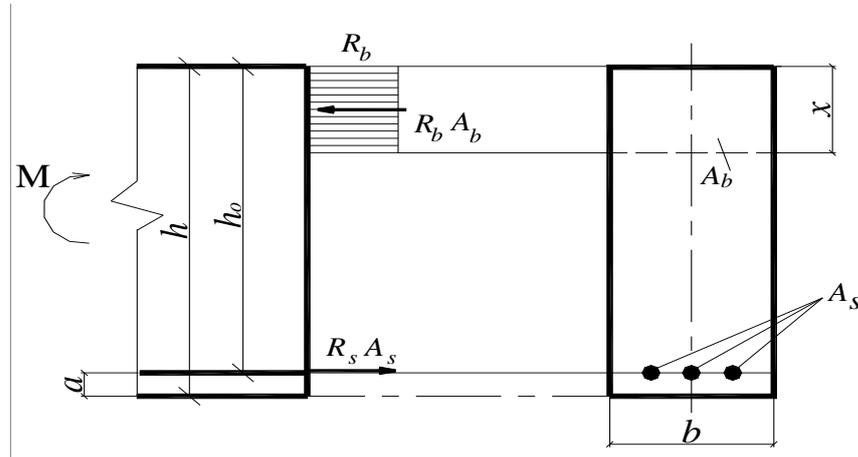


Рис. 3.24. К расчету изгибаемых элементов по первой группе предельных состояний

Усилия, воспринимаемые нормальным сечением, определяются по расчетным сопротивлениям материалов с учетом коэффициентов условия работы исходя из следующих предпосылок:

- сопротивления бетона растяжению принимаются равными 0;
- сопротивление бетона сжатию равно R_b и равномерно распределено по сечению;
- деформации (напряжения) в арматуре определяются в зависимости от высоты сжатой зоны бетона;
- напряжения в растянутой арматуре принимаются не более R_s ;
- напряжения в сжатой арматуре принимаются не более R_{sc} .

Условие прочности – момент внешних сил не превосходит момента внутренних усилий. Это условие относительно оси проходящей через центр тяжести растянутой арматуры выразится так

$$M \leq R_b S_b + \sigma_{sc} A_{sc}' z_s \quad (3.24)$$

Высоту сжатой зоны при условии, что напряжения в сжатом бетоне, в сжатой и растянутой арматуре соответствуют предельным определяются из уравнения

$$R_b A_b + R_{sc} A_s' - R_s A_s \pm N = 0 \quad (3.25)$$

Разрушение конструкции может происходить по бетону, в этом случае напряжения в арматуре не достигают расчетного сопротивления. Как определить этот случай для этого введено понятие граничной высоты сжатой зоны.

Граничная высота сжатой зоны бетона. Расчет сечений, нормальных к продольной оси элемента, производят в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi = x/h_0$, определяемой из условия равновесия продольных сил, и значением относительной высоты сжатой зоны бетона ξ_R , при которой предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_s .

Значение ξ_R определяют по формуле

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}}, \quad (3.26)$$

где $\varepsilon_{s,el}$ – относительная деформация в арматуре растянутой зоны, вызванная внешней нагрузкой, при достижении в этой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению; значение $\varepsilon_{s,el}$ принимается равным:

для арматуры с условным пределом текучести

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s + 400 - \sigma_{sp}}{E_s}; \quad (3.27)$$

для арматуры с физическим пределом текучести

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s - \sigma_{sp}}{E_s}; \quad (3.28)$$

где σ_{sp} – принимается с учетом всех потерь при коэффициенте $\gamma_{sp} = 0,9$;

R_s, σ_{sp}, E_s – в МПа;

ε_{b2} – предельная относительная деформация сжатого бетона, принимаемая равной 0,0035.

Расчет по прочности железобетонных элементов на действие изгибающих моментов следует производить для сечений, нормальных к их продольной оси.

Значения ξ_R для определенных классов арматуры может определяться по таблицам СП.

3.4.8. Расчет прочности железобетонных элементов по наклонным сечениям

На приопорных участках изгибаемых элементов действуют поперечные силы Q и изгибающие моменты M в сечениях наклонных к продольной оси элемента. Прослеживаются три стадии НДС. Главные растягивающие и главные сжимающие напряжения действуют под углом к продольной оси. Если главные растягивающие напряжения превысят R_{bt} то появляются наклонные трещины. Усилия передаются на продольную и поперечную арматуру. Разрушение происходит вследствие раздробления бетона в вершине наклонной трещины и достижения в поперечной арматуре предельных напряжений (в продольной арматуре напряжения как правило не достигают предельных).

Если главные сжимающие напряжения превысят R_b то произойдет разрушение бетона по наклонной полосе (рис. 3.25).

Расчет элементов при действии поперечных сил должен обеспечить прочность:

- по полосе между наклонными сечениями;
- на действие поперечной силы по наклонному сечению;
- на действие момента по наклонному сечению.

Расчет железобетонных элементов по полосе между наклонными сечениями

а)

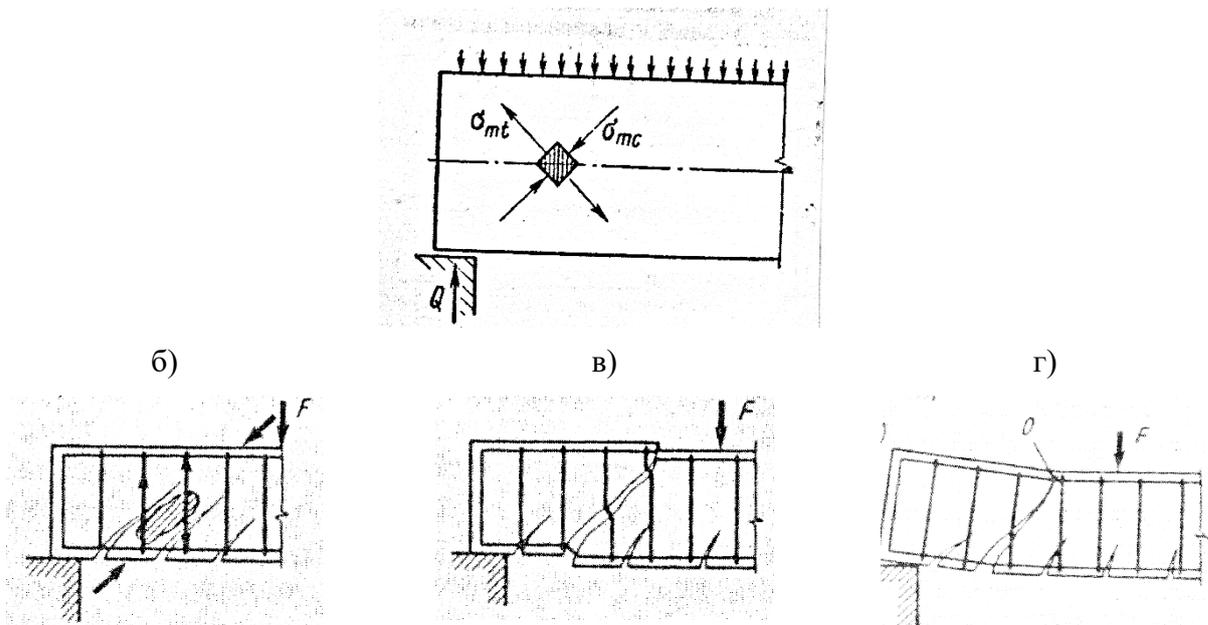


Рис.3.25. Схемы разрушения изгибаемых железобетонных элементов по наклонным сечениям

Расчет изгибаемых элементов по бетонной полосе между наклонными сечениями производят из условия

$$Q \leq 0,3R_b b h_0, \quad (3.29)$$

где Q – поперечная сила в нормальном сечении, принимаемая на расстоянии от опоры не менее h_0 .

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие поперечных сил.

Расчет изгибаемых элементов по наклонному сечению (рис.2) производят из условия

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}, \quad (3.30)$$

где Q – поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции c от внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения; при вертикальной нагрузке, приложенной к верхней грани элемента, значение Q принимается в нормальном сечении, проходящем на расстоянии c от опоры; при этом следует учитывать возможность отсутствия временной нагрузки на приопорном участке длиной c ;

Q_b – поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении;

Q_{sw} – поперечная сила, воспринимаемая хомутами в наклонном сечении.

Поперечную силу Q_b определяют по формуле

$$Q_b = \frac{M_b}{c}, \quad (3.31)$$

где

$$M_b = \varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2.$$

Значение Q_b принимают не более $2,5 R_{bt} b h_0$ и не менее $0,5 R_{bt} b h_0$.

При проверке условия прочности в общем случае задаются рядом наклонных сечений при различных значениях c , не превышающих расстояние от опоры до сечения с максимальным изгибающим моментом и не более $2h_0$.

Усилие Q_{sw} определяют по формуле

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} c_0, \quad (3.32)$$

где $\varphi_{sw} = 0,75$; q_{sw} – усилие в хомутах на единицу длины элемента, равное

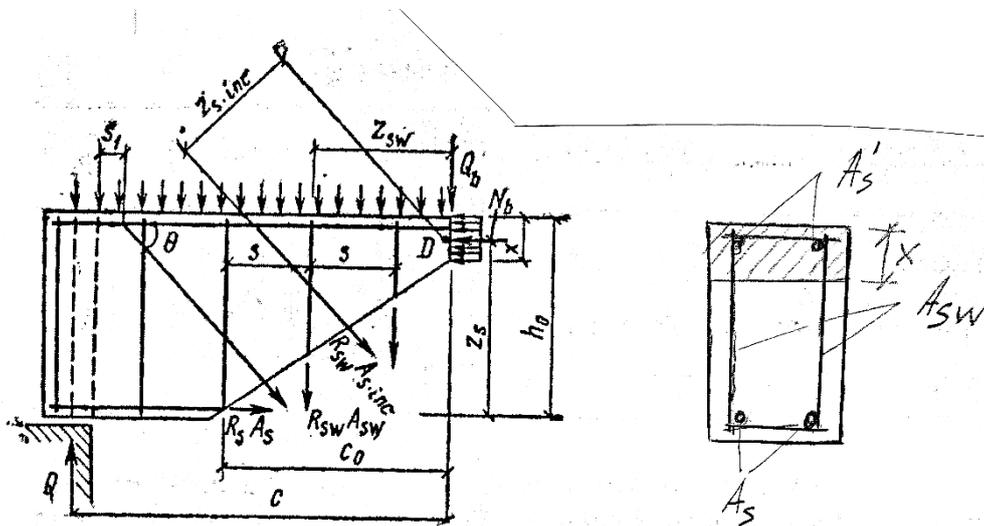


Рис. 3.26. Схема усилий в наклонном сечении элементов с хомутами при расчете его на действие поперечной силы

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w}, \quad (3.33)$$

Хомуты учитывают в расчете, если соблюдается условие $q_{sw} \geq 0,25 R_{bt} b$.

Можно не выполнять это условие, если в формуле (3.44) принимать $Q_b = 4\varphi_{b2} h_0^2 q_{sw}/c$.

При действии на элемент сосредоточенных сил значения c принимают равными расстояниям от опоры до точек приложения этих сил (черт. 3.10), а также равными $c = \sqrt{\frac{M_b}{0,75q_{sw}}}$ но не меньше h_0 , если это значение меньше расстояния от опоры до 1-го груза.

Шаг поперечной арматуры, учитываемый в расчете, должен быть не больше значения

$$\frac{S_{w,\max}}{h_0} = \frac{R_{bt}bh_0}{Q}. \quad (3.34)$$

Кроме того, хомуты должны отвечать конструктивным требованиям.

Элементы без поперечной арматуры

Расчет элементов без поперечной арматуры на действие поперечной силы производится из условий

а) $Q_{\max} < 2,5R_{bt}bh_0$;

где Q_{\max} – максимальная поперечная сила у грани опоры;

б) $Q \leq \frac{1,5R_{bt}bh_0^2}{c}$,

где Q – поперечная сила в конце наклонного сечения, начинающегося от опоры; значение c принимается не более $c_{\max} = 3h_0$.

При действии на элемент сосредоточенных сил значения c принимаются равными расстояниям от опоры до точек приложения этих сил (черт. 3.17), но не более c_{\max} . (что соответствует $c = 3h_0$),

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие моментов. Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие момента (черт. 3.18) производят из условия

$$M \leq M_s + M_{sw}, \quad (3.35)$$

где M – момент в наклонном сечении с длиной проекции c на продольную ось элемента, определяемый от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, относительно конца наклонного сечения (точка 0), противоположного концу, у которого располагается проверяемая продольная арматура, испытывающая растяжение от момента в наклонном сечении (рис. 3.27)

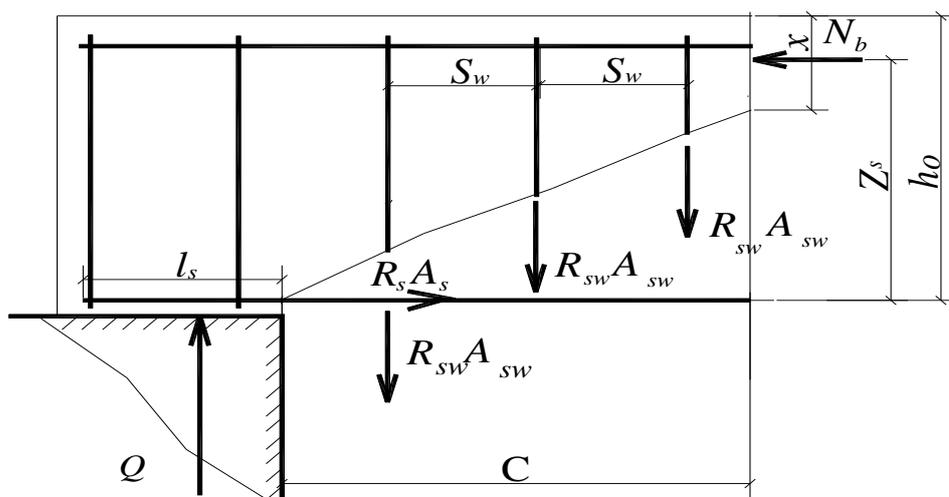


Рис.3.27. Схема усилий в наклонном сечении при расчете его по изгибающему моменту

M_s – момент, воспринимаемый продольной арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно противоположного конца наклонного сечения;

M_{sw} – момент, воспринимаемый поперечной арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно противоположного конца наклонного сечения (точка 0).

Момент M_s определяют по формуле

$$M_s = N_s z_s, \quad (3.36)$$

где N_s – усилие в продольной растянутой арматуре, принимаемое равным $R_s A_s$, а в зоне анкеровки определяемое согласно п. 3.45 Пособия к СП 52-101-2003;

z_s – плечо внутренней пары сил, определяемое по формуле

$$z_s = h_0 - \frac{N_s}{2R_b b} \text{ (где } b \text{ – ширина сжатой грани);}$$

но при наличии сжатой арматуры принимаемое не менее $h_0 - a'$; допускается также принимать $z_s = 0,9h_0$.

Момент M_{sw} при поперечной арматуре в виде хомутов, нормальных к продольной оси элемента, определяют по формуле

$$M_{sw} = 0,5q_{sw} c^2, \quad (3.37)$$

где q_{sw} определяют по формуле (3.48) п. 3.31, а c принимают не более $2h_0$.

Расчет на действие момента производят для наклонных сечений, расположенных в местах обрыва продольной арматуры, а также у грани крайней свободной опоры балок и у свободного конца консолей при отсутствии у продольной арматуры специальных анкеров.

Кроме того, рассчитываются наклонные сечения в местах резкого изменения высоты элемента (например, в подрезках).

Для обеспечения прочности наклонных сечений на действие момента в элементах постоянной высоты с хомутами продольные растянутые стержни, обрываемые в пролете, должны заводиться за точку теоретического обрыва (т.е. за нормальное сечение, в котором внешний момент становится равным предельному моменту M_{ult} без учета обрываемой арматуры, черт. 3.20) на длину не менее величины w , определяемой по формуле

$$w = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d_s \quad (3.38)$$

Поперечную арматуру следует устанавливать исходя из расчета на восприятие усилий, а также с целью ограничения развития трещин, удержания продольных стержней в проектном положении и закрепления их от бокового выпучивания в любом направлении.

Поперечную арматуру устанавливают у всех поверхностей железобетонных

элементов, вблизи которых ставится продольная арматура. При этом расстояния между поперечными стержнями у каждой поверхности элемента должны быть не более 600 мм и не более удвоенной ширины грани элемента. Поперечную арматуру допускается не ставить у граней тонких ребер шириной 150 мм и менее, по ширине которых располагается лишь один продольный стержень.

Диаметр поперечной арматуры в вязаных каркасах изгибаемых элементов принимают не менее 6 мм.

В железобетонных элементах, в которых поперечная сила по расчету не может быть воспринята только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более $0,5h_0$ и не более 300 мм.

В изгибаемых элементах при наличии необходимой по расчету сжатой продольной арматуры, с целью предотвращения выпучивания продольной арматуры следует устанавливать поперечную арматуру с шагом не более $15d$ и не более 500 мм (d - диаметр сжатой продольной арматуры).

3.4.10. Расчет прочности внецентренно сжатых элементов

Расчет ведется по 3 стадии НДС. Усилия, воспринимаемые нормальным сечением, определяются по расчетным сопротивлениям материалов с учетом коэффициентов условия работы исходя из следующих предпосылок:

- сопротивления бетона растяжению принимаются равными 0;
 - сопротивление бетона сжатию равно R_b и равномерно распределено по сечению;
 - деформации (напряжения) в арматуре определяются в зависимости от высоты сжатой зоны бетона;
 - напряжения в растянутой арматуре принимаются не более R_s ;
 - напряжения в сжатой арматуре принимаются не более R_{sc} .
- Рассматриваются два случая внецентренного сжатия (рис. 3.28):
- случай больших эксцентриситетов;

- случай малых эксцентриситетов.

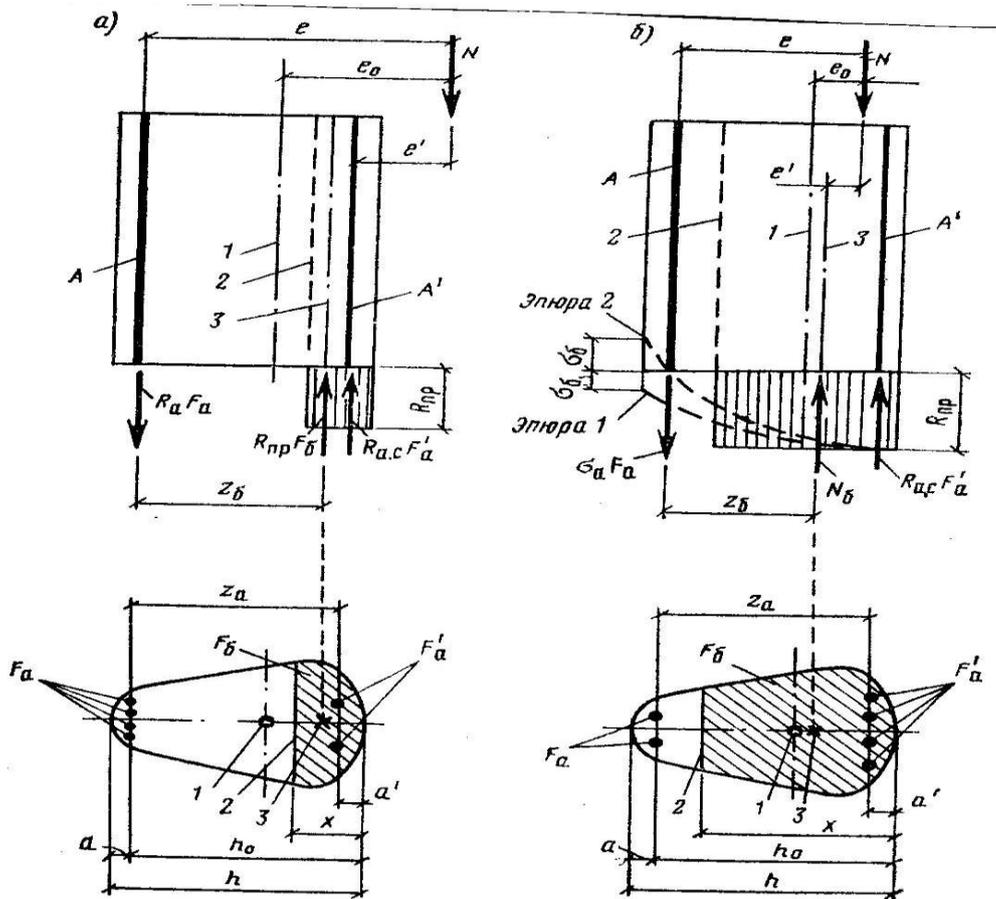


Рис.3.28. Расчетная схема работы внецентренно-сжатого нормального сечения в предельной стадии: а – случай больших эксцентриситетов; б – случай малых эксцентриситетов

Первый случай близок к характеру работы изгибаемого элемента – часть сечения растянута, в ней образуются трещины, усилие в растянутой зоне воспринимается арматурой. Предельное состояние характеризуется достижением в бетоне сжимающих напряжений равных призматической прочности бетона, а в растянутой зоне физического предела текучести. На практике начинает разрушаться сжатая зона.

Второй случай малых эксцентриситетов – здесь так же два случая: когда сечение все сжато, либо сжата его большая часть и часть сечения воспринимает слабое растяжение. Разрушение происходит по сжатой зоне. В растянутой зоне или менее сжатой арматура недоиспользуется.

Проверку прочности прямоугольных сечений производят из условия

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A_s' (h_0 - a'), \quad (3.39)$$

где e – расстояние от линии действия продольной силы до растянутой или наименее сжатой арматуры, определяемый по формуле

$$e = e_0 \eta + \frac{h_0 - a'}{2}, \quad (3.40)$$

где η - коэффициент, учитывающий деформированное состояние.

Высота сжатой зоны определяется из условия равновесия по формуле

$$x = \frac{N + R_s A_s - R_{sc} A_s'}{R_b b}; \quad (3.41)$$

при этом, если $\frac{x}{h_0} > \xi_R$, это признак случая малых эксцентриситетов и высоту сжатой зоны корректируют, вычисляя по формуле:

$$x = \frac{N + R_s A_s \frac{1 + \xi_R}{1 - \xi_R} - R_{sc} A_s'}{R_b b + \frac{2 R_s A_s}{h_0 (1 - \xi_R)}}. \quad (3.42)$$

Гибкий сжатый элемент (рис. 3.29) под действием продольной силы прогибается, вследствие чего увеличивается начальный эксцентриситет, а, следовательно, и растет внешний изгибающий момент.

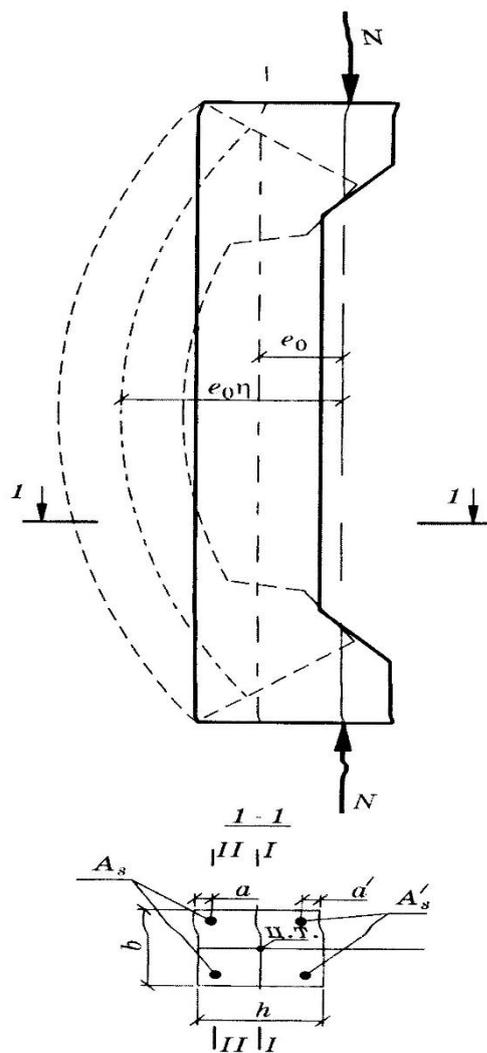


Рис. 3.29. Схема деформирования внецентренно сжатого элемента

Значение коэффициента определяется по формуле

$$\eta = 1 / (1 - N / N_{cr}),$$

где N_{cr} – условная критическая сила, определяемая по формуле

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2};$$

l_0 – расчетная длина элемента, определяемая для коэффициентов η_v и η_h ;

D – изгибная жесткость железобетонного элемента в предельной стадии.

Изгибная жесткость определяется по формулам:

для элементов любой формы сечения

$$D = \frac{0,15 E_b I}{\varphi_l (0,3 + \delta_e)} + 0,7 E_s I_s;$$

для элементов прямоугольного сечения с арматурой, расположенной у наиболее сжатой и у растянутой (менее сжатой) грани элемента

$$D = E_b b h^3 \left[\frac{0,0125}{\varphi_l (0,3 + \delta_e)} + 0,175 \mu \alpha \left(\frac{h_0 - a'}{h} \right)^2 \right].$$

В формулах:

I и I_s – момент инерции соответственно бетонного сечения и сечения всей арматуры относительно центра тяжести бетонного сечения;

φ_l – коэффициент, учитывающий влияние длительного действия нагрузки на прогиб элемента и равный

$$\varphi_l = 1 + M_{II} / M_I$$

но не более 2;

M_I и M_{II} – моменты внешних сил относительно оси, нормальной плоскости изгиба и проходящей через центр наиболее растянутого или наименее сжатого (при целиком сжатом сечении) стержня арматуры, соответственно от действия всех нагрузок и от действия постоянных и длительных нагрузок;

δ_e – коэффициент, принимаемый равным e_0/h , но не менее 0,15 (для кольцевых и круглых сечений значение h заменяется на D_{cir});

$$\mu \alpha = \frac{A_s + A_s'}{bh} \cdot \frac{E_s}{E_b}.$$

При $N > N_{\text{cr}}$ следует увеличивать размеры сечения.

Расчет сжатых элементов из бетона классов В15-В35 на действие продольной силы, приложенной с эксцентриситетом, принятым равным случайному эксцентриситету

$e_0 = h/30$, при $l_0 \leq 20h$ допускается производить из условия

$$N \leq \varphi (R_b A + R_{sc} A_{s,\text{tot}}), \quad (3.43)$$

где φ – коэффициент, принимаемый при длительном действии нагрузки по таблице СП в зависимости от соотношения l_0/h . При кратковременном действии нагрузки он изменяется в пределах от 0.85 до 0.9.

3.4.11. Аддитивные технологии

Первого апреля 2021 года на территории Российской Федерации вступили в силу государственные стандарты на материалы для аддитивного строительного производства. Документы разработаны Национальным исследовательским Московским государственным строительным университетом и являются первыми в мировой практике государственными стандартами в области строительной 3D-печати. Использование аддитивных технологий в строительстве позволяет увеличить скорость возведения зданий и сооружений из бетона, автоматизировать производственный процесс, уменьшить количество отходов и снизить затраты, в том числе за счет исключения потребности в применении опалубки. С учетом большого количества преимуществ, неудивительным становится и неуклонный рост интереса к теме строительной 3D-печати во всем мире. Отражением этой тенденции служит и многократно увеличивающееся год от года объем научных публикаций, связанных с разработкой технологий и материалов для аддитивного строительного производства, и то, что данный сегмент мирового строительного рынка сегодня демонстрирует удивительные темпы роста. НИУ МГСУ на протяжении уже многих лет активно участвует в разработке материалов и продвижении технологий строительной 3D-печати на российском и международном рынке. Одним из знаковых результатов этой деятельности стали вступающие в силу государственные стандарты: ГОСТ Р 59095-2020 Материалы для аддитивного строительного производства. Термины и определения ГОСТ Р 59096-2020 Материалы для аддитивного строительного производства. Методы испытаний ГОСТ Р 59097-2020 Материалы для аддитивного строительного производства. Технические требования Введение этих стандартов обеспечивает необходимую гибкость для строительных компаний в применении на практике материалов и технологий аддитивного строительного производства в своих проектах. Одним

из ближайших подобных проектов должна стать 3D-печать первого в России двухэтажного жилого коттеджа в Республике Башкортостан Уфимской гипсовой компанией совместно с НИУ МГСУ и при участии УГНТУ. Данный проект станет очередным этапом многолетнего стратегического сотрудничества между НИУ МГСУ и Уфимской гипсовой компанией в области разработки и развития технологии аддитивного строительного производства, а к участию в нем будут привлечены не только опытные специалисты НИУ МГСУ, но и перспективные студенты нашего университета. «В последние годы все больше людей предпочитает переезжать жить в частные дома и рынок малоэтажного строительства в России активно развивается. По данным Росстата за 2019 год порядка 42% всех введенных жилых площадей в стране относились к категории объектов до двух этажей. Наш опыт показывает, что современный уровень развития технологий аддитивного строительного производства вполне позволяет печатать такие объекты при помощи строительных 3D-принтеров. При этом использование технологий строительной 3D-печати (рис. 3.30) с переходом к более массовому производству обеспечивает весьма бюджетную себестоимость строительства, в результате чего не исключено, что уже в ближайшие годы мы увидим на рынке малоэтажного строительства качественные и фактически монолитные дома с любым уникальным архитектурным дизайном, который только захочет потребитель, но при этом в минимальной ценовой категории. С инженерной же точки зрения отработка технологии перехода от печати малых архитектурных форм и одноэтажных объектов к двум этажам открывает возможность дальнейшего повышения этажности без принципиальных преобразований в самой технологии строительной 3D-печати. Участие в подобных проектах всегда ставит перед нами интересные научные задачи, многие из которых, как ни странно, упираются именно в материал. Так, например, сегодня мы активно работаем над решением задач в области обеспечения управляемых реологических свойств материалов для аддитивного строительного производства, повышением

однородности конструкций и изделий, изготовленных методом послойной 3D-печати, а также повышением прочности материала на растяжение при изгибе, чтобы обеспечить снижение, а в перспективе, возможно, и исключить необходимость армирования печатаемых конструкций», – отметил Алексей Адамцевич, старший научный сотрудник Научно-исследовательского института строительных материалов и технологий, кандидат технических наук. НИИ СМиТ активно занимается разработкой материалов и технологий в области аддитивного строительного производства и регулярно представляет их на научных конференциях и профильных выставках, включая «ВУЗПРОМЭКСПО» и другие.



Рис. 3.30 3D печать в строительстве (аддитивные технологии)

3.5. Каменные и армокаменные конструкции

Каменные конструкции выполняют из глиняного кирпича, керамических камней, силикатного кирпича, камней и блоков из тяжелых цементных и силикатных бетонов, бетонов на пористых заполнителях, ячеистых бетонов, из камней осадочных и вулканических горных пород (известняки, туфы), крупных блоков и панелей, изготовленных на заводах или полигонах из кирпича, керамических или природных камней (рис. 3.31).

Основная характеристика каменных материалов – прочность, характеризующаяся маркой. Марка камней означает временное сопротивление сжатию и предельную прочность при изгибе. Для кладки применяют марки камней от 0,4 до 100 МПа.

К каменным материалам, применяемым при возведении наружных стен и фундаментов, предъявляются требования по морозостойкости, водостойкости, плотности, проценту пустотности, форме, размерам, внешнему виду (для фасадов).

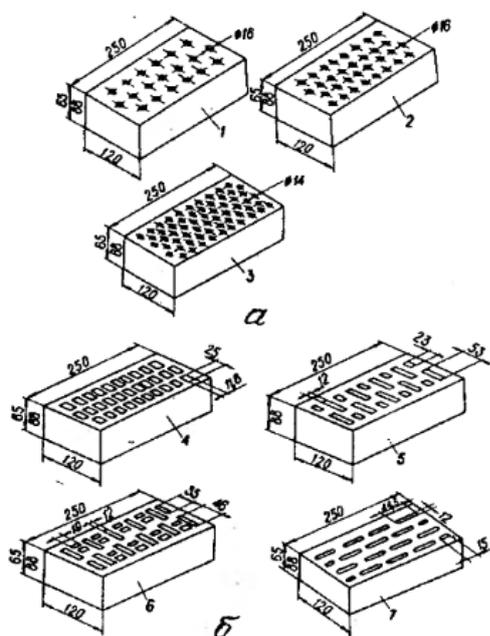


Рис. 3.31. Кирпич глиняный пластического формования с пустотами: а - круглыми; б – щелевидными; 1-7 – тип кирпича

Раствор для кладки – это правильно подобранная смесь вяжущего, мелкого заполнителя, воды и специальных добавок.

Растворы в каменной кладке предназначены для:

- Связывания между собой отдельных камней;
- Передачи усилий с одних камней на другие, более равномерное распределение усилий по площади камня;
- Уменьшение продуваемости и влагопроницаемости кладки.

По виду вяжущего вещества растворы делятся на цементные, известковые, гипсовые, смешанные.

По условиям твердения растворы бывают: воздушные, гидравлические.

По назначению растворы бывают: кладочные, отделочные, специальные.

Состав строительного раствора обозначают количеством (по массе или объему) материалов на 1 куб.м раствора или относительным соотношением исходных сухих материалов, при этом расход вяжущего принимается за 1. Например, 1:4, где 1 массовая часть вяжущего и 4 массовых части песка.

Для получения ровного шва 8-12 мм раствор должен обладать удобоукладываемостью (обуславливается подвижностью и водоудерживающей способностью).

Для армирования каменных конструкций применяются (рис. 3.32):

- Для сетчатого армирования – арматуру классов А240 (А-I), Вр500 (Вр-I);
- Для продольного и поперечного армирования, анкеров и связей – арматуру А240 (А-I), А300 (А-II), Вр500 (Вр-I).

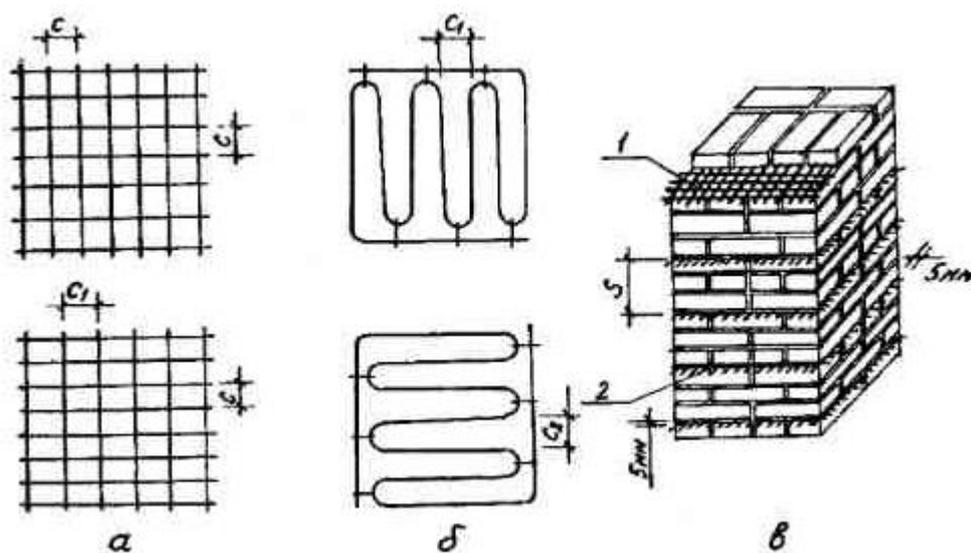


Рис. 3.32. Поперечное сетчатое армирование кладки: а – квадратная (прямоугольная) сетка; б – пара сеток «зигзаг»; в – укладка прямоугольных сеток в швы; 1 – арматурная сетка; 2 – выпуски арматурной сетки для контроля ее укладки

Сетчатое армирование применяется для усиления кладки из кирпича всех видов, когда повышение марок кирпича и раствора не обеспечивает требуемой прочности, а площадь поперечного сечения не может быть увеличена.

Не допускается применять сетчатое армирование стен помещений с

влажным и мокрым режимами эксплуатации.

Сетчатое армирование применяется при гибкости $l_0/h < 15$ ($l_0/i < 53$), а также эксцентриситетах, не выходящих за пределы ядра сечения (для прямоугольного сечения $e_0 < 0,17h$).

Кладки из камней правильной формы:

- Сплошная кладка из кирпича и камней;
- Сплошная кладка из крупных блоков;
- Облегченная кладка из кирпича и камней

Кладка из камней неправильной формы:

- Бутовая;
- Бутобетонная.

При сжатии кладки (рис. 3.33) осевым деформациям сжатия по направлению действия силы всегда сопутствуют деформации поперечного расширения. Более жесткие материалы (чаще камень) сдерживают поперечные деформации менее жестких материалов (раствор). В результате кирпич, камень оказываются растянутыми, а раствор сжатым.

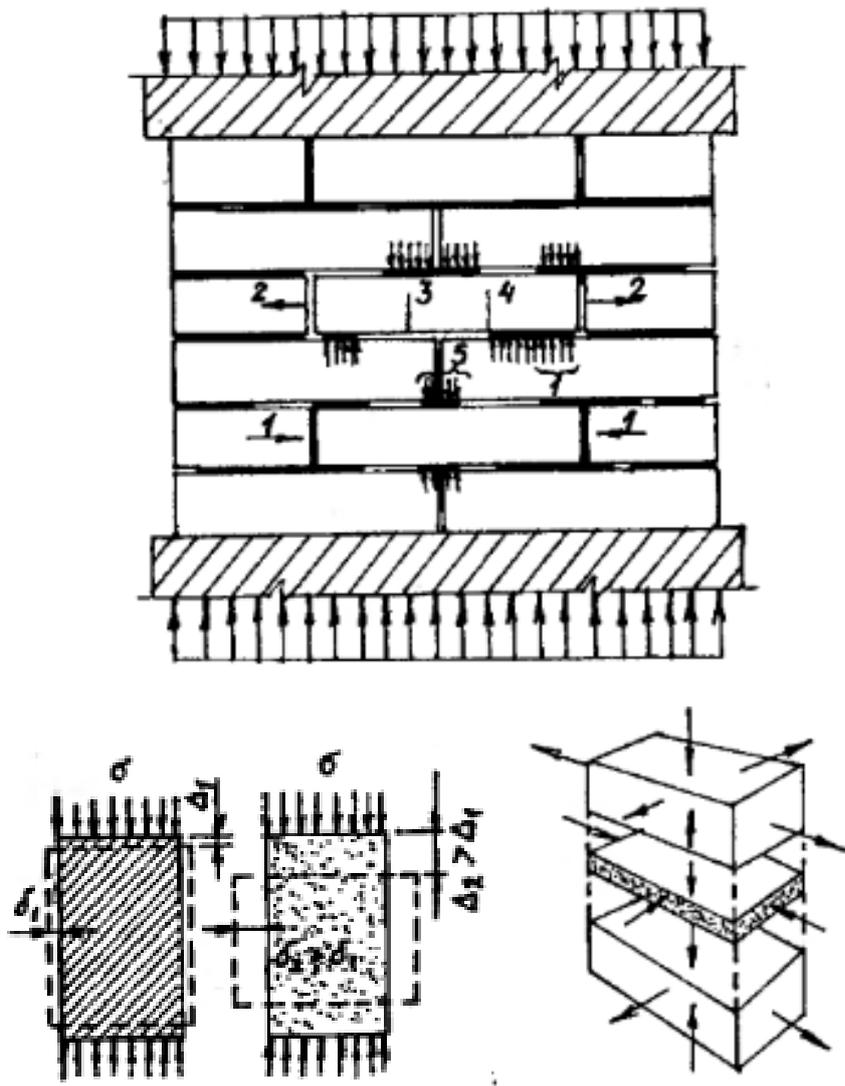


Рис. 3.33. Напряженное состояние камня в кладке: 1 – сжатие; 2 – растяжение; 3 – изгиб; 4 – срез; 5 – местное сжатие.

Стадии работы кладки под нагрузкой при сжатии (рис. 3.34).

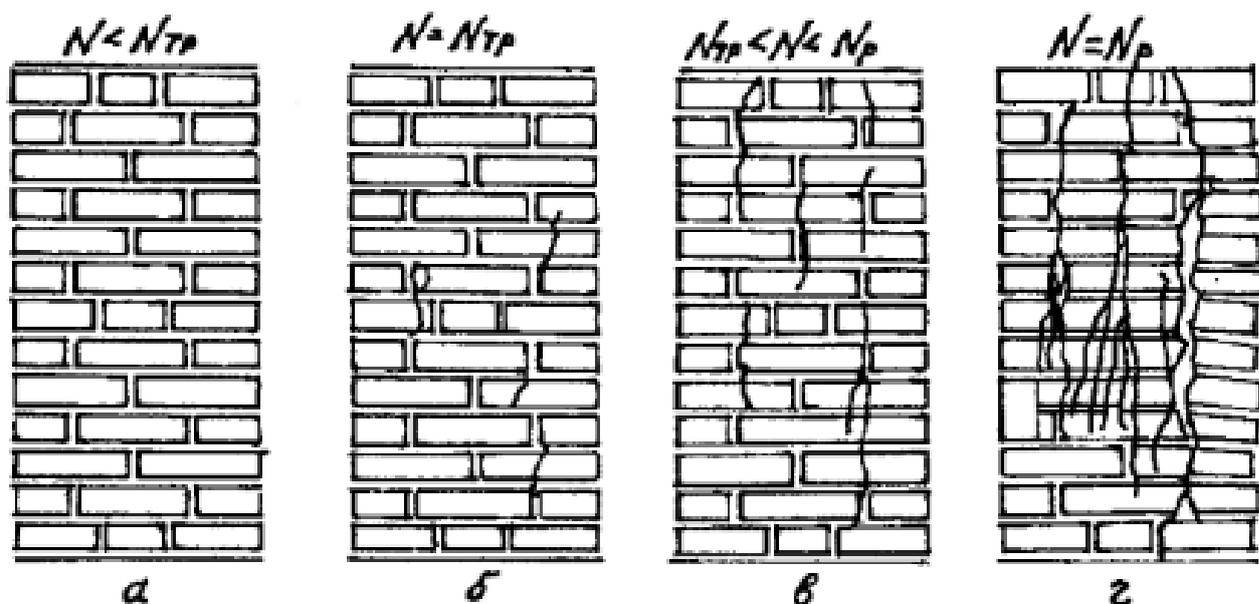


Рис. 3.34. Стадии работы кладки под нагрузкой при сжатии а) 1 стадия - нормальная эксплуатация кладки; б) 2 стадия – появление небольших трещин в отдельных кирпичах; в) 3 стадия – развитие и возникновение новых трещин, пересечение трещин, расслоение кладки на отдельные ветви; г) 4 стадия – разрушение.

Прочность кладки при центральном сжатии

Зависимость прочности кладки при сжатии от прочности раствора (рис. 3.35).

R_1, R_2 – прочность камня и раствора соответственно;

A – конструктивный коэффициент, зависящий от прочности камня и его вида ($A < 1$);

a, b – эмпирические коэффициенты, зависящие от вида кладки;

η – поправочный коэффициент для кладок на растворах низких марок

Местное сжатие (смятие) (рис. 3.36) имеет место в том случае, когда сжимающие напряжения передаются не по всей площади сечения кладки, а только по ее части. Предел прочности при местном сжатии выше, чем при равномерном сжатии. Это обеспечивается восприятием поперечных деформаций ненагруженной частью сечения.

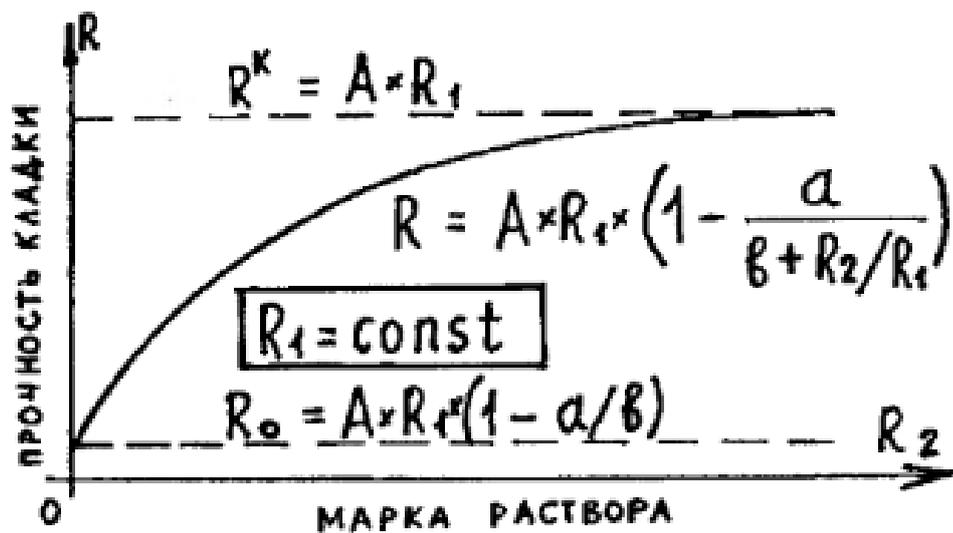


Рис. 3.35. Прочность кладки при центральном сжатии

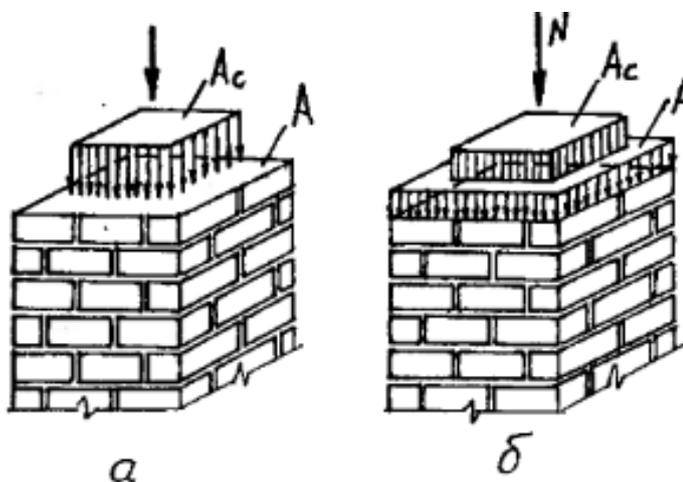


Рис. 3.36. Местное сжатие кладки: а – напряжения только на части сечения; б – часть сечения подвержена большим напряжениям

Прочность кладки при растяжении (рис. 3.37)

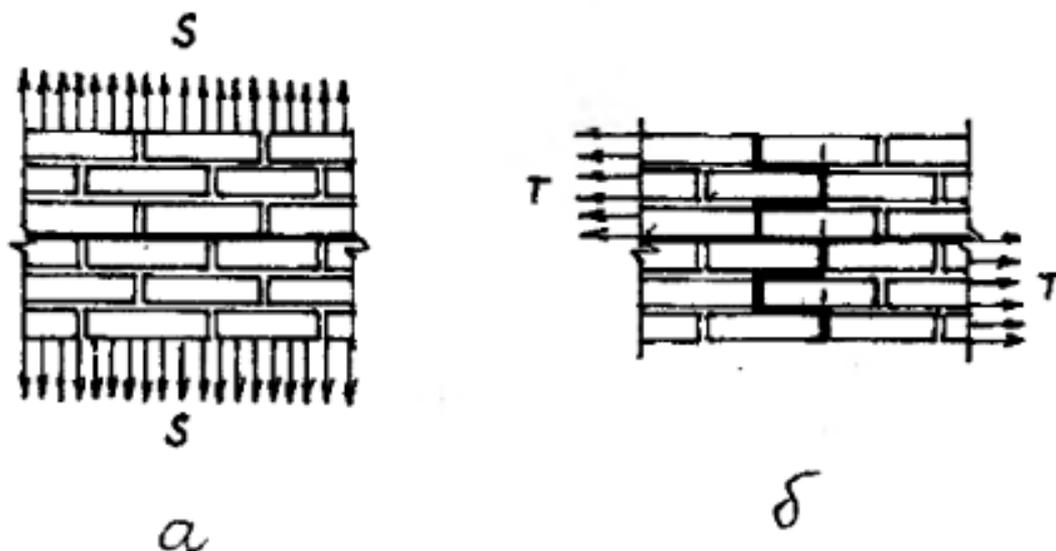


Рис. 3.37. Прочность кладки при растяжении

Прочность кладки при работе на растяжение, срез и изгиб зависит от величины сцепления между раствором и камнем. Различают два вида сцепления: нормальное S и касательное T . Касательное сцепление в два раза больше нормального.

Сцепление зависит от марки раствора, шероховатости поверхности камня, чистоты поверхности, увлажнения камня.

Прочность кладки при срезе (рис. 3.38).

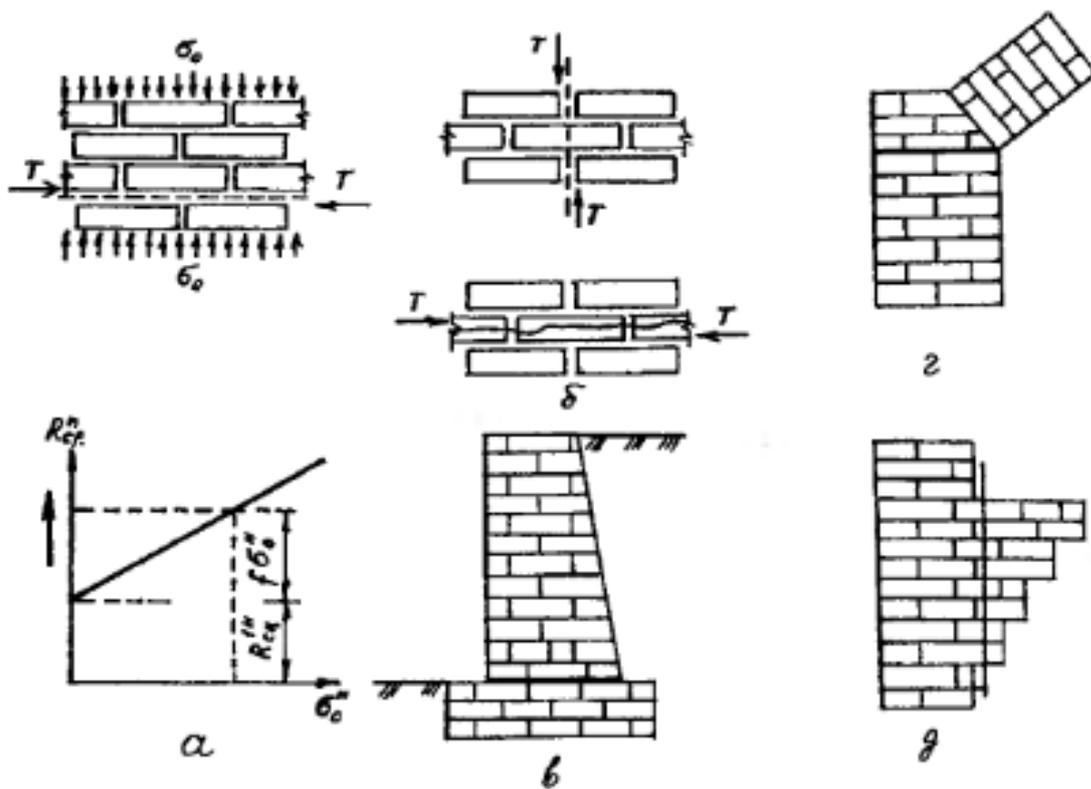


Рис. 3.38. Срез кладки из камней правильной формы: а, б – по непереязанным сечениям; в, г – срез по непереязанному шву в кладке подпорной стены и в пяте арки соответственно; д – срез кладки по переязанному шву в консольном свесе

В каменной кладке различают следующие деформации (рис. 3.39):

- Объемные, возникающие во всех направлениях, вследствие усадки раствора и камня или от изменения температуры;
- Силовые, развивающиеся, главным образом, вдоль направления действия силы.

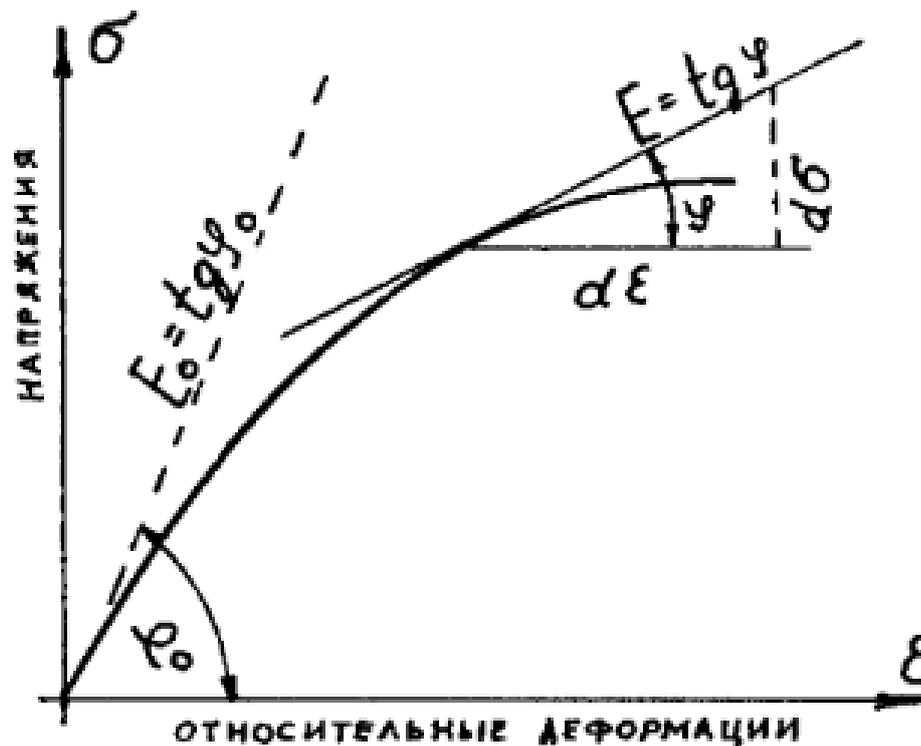


Рис. 3.39. Общий вид зависимости между напряжениями и деформациями кирпичной кладки при медленном нагружении

Расчет элементов конструкций по предельным состояниям первой группы (по несущей способности)

Центрально-сжатые элементы

Расчет элементов неармированных каменных конструкций при центральном сжатии следует производить по формуле

$$N \leq m_g \eta RA, \quad (3.44)$$

где N - расчетная продольная сила;

R - расчетное сопротивление сжатию кладки, определяемое по таблицам 2 - 10 СП 15.13330;

η - коэффициент продольного изгиба, определяемый по 7.2 СП 15.13330;

A - площадь сечения элемента;

m_g - коэффициент, учитывающий влияние длительной нагрузки и определяемый по формуле (16) СП 15.13330 при $e_{0g} = 0$.

При меньшем размере прямоугольного поперечного сечения элементов $h \leq 30$ см (или с меньшим радиусом инерции элементов любого сечения $i \leq 8,7$ см) коэффициент m_g следует принимать равным единице.

Коэффициент продольного изгиба λ для элементов постоянного по длине сечения следует принимать по таблице 19 СП 15.13330 в зависимости от гибкости элемента

$$\lambda_i = \frac{l_0}{i}$$

или прямоугольного сплошного сечения при отношении

$$\lambda_k = \frac{l_0}{k}$$

и упругой характеристики кладки E_k , принимаемой по таблице 17 СП 15.13330, а для кладки с сетчатым армированием - по формуле (4) СП 15.13330.

В формулах:

l_0 - расчетная высота (длина) элемента, определяемая согласно указаниям 7.3 СП 15.13330;

i - наименьший радиус инерции сечения элемента;

h - меньший размер прямоугольного сечения.

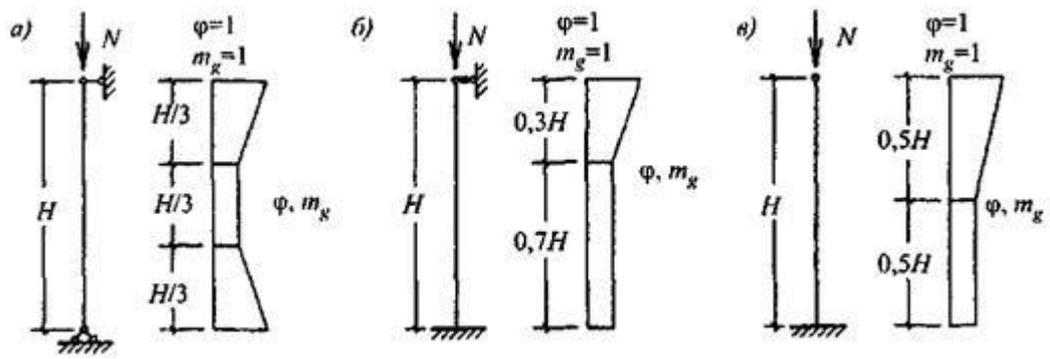
Расчетные высоты стен и столбов l_0 при определении коэффициентов продольного изгиба λ в зависимости от условий опирания их на горизонтальные опоры следует принимать:

а) при неподвижных шарнирных опорах $l_0 = H$ (рис. 3.40, а);

б) при упругой верхней опоре и жестком защемлении в нижней опоре: для однопролетных зданий $l_0 = 1,5H$, для многопролетных зданий $l_0 = 1,25H$ (рис. 3.40, б);

в) для свободно стоящих конструкций $l_0 = 2H$ (рис. 3.40, в);

г) для конструкций с частично защемленными опорными сечениями - с учетом фактической степени защемления, но не менее $l_0 = 0,8H$, где H - расстояние между перекрытиями или другими горизонтальными опорами, при железобетонных горизонтальных опорах - расстояние между ними в свету.



а - шарнирно опертых на неподвижные опоры; б - защемленных внизу и имеющих верхнюю упругую опору; в - свободно стоящих

Рис.3.40. Коэффициенты φ и m_g по высоте сжатых стен и столбов

Внецентренно сжатые элементы

Расчет внецентренно сжатых неармированных элементов каменных конструкций следует производить по формуле

$$N \leq m_g \varphi_1 R A_c \varphi \quad (3.45)$$

где A_c - площадь сжатой части сечения при прямоугольной эпюре напряжений (рис. 3.46.), определяемая из условия, что ее центр тяжести совпадает с точкой приложения расчетной продольной силы N . Положение границы площади A_c определяется из условия равенства нулю статического момента этой площади относительно ее центра тяжести для прямоугольного сечения

$$A_c = A \left(1 - \frac{2e_0}{h} \right), \quad (3.46)$$

$$\varphi_1 = \frac{(\varphi + \varphi_c)}{2}. \quad (3.47)$$

В формулах:

R - расчетное сопротивление кладки сжатию;

A - площадь сечения элемента;

h - высота сечения в плоскости действия изгибающего момента;

e_0 - эксцентриситет расчетной силы N относительно центра тяжести

сечения;

λ - коэффициент продольного изгиба для всего сечения в плоскости действия изгибающего момента, определяемый по расчетной высоте элемента l_0 (см. 7.2, 7.3), по таблице 19 СП 15.13330;

λ_c - коэффициент продольного изгиба для сжатой части сечения, определяемый по фактической высоте элемента H по таблице 18 СП 15.13330 в плоскости действия изгибающего момента при отношении

$$\lambda_{kc} = \frac{H}{h_c}$$

или гибкости

$$\lambda_{ic} = \frac{H}{i_c},$$

где h_c и i_c - высота и радиус инерции сжатой части поперечного сечения A_c в плоскости действия изгибающего момента.

Для прямоугольного сечения $h_c = h - 2e_0$.

Для таврового сечения (при $e_0 > 0,45y$) допускается приближенно принимать $A_c = 2(y - e_0)b$ и $h_c = 2(y - e_0)$, где y - расстояние от центра тяжести сечения элемента до его края в сторону эксцентриситета; b - ширина сжатой полки или толщина стенки таврового сечения в зависимости от направления эксцентриситета.

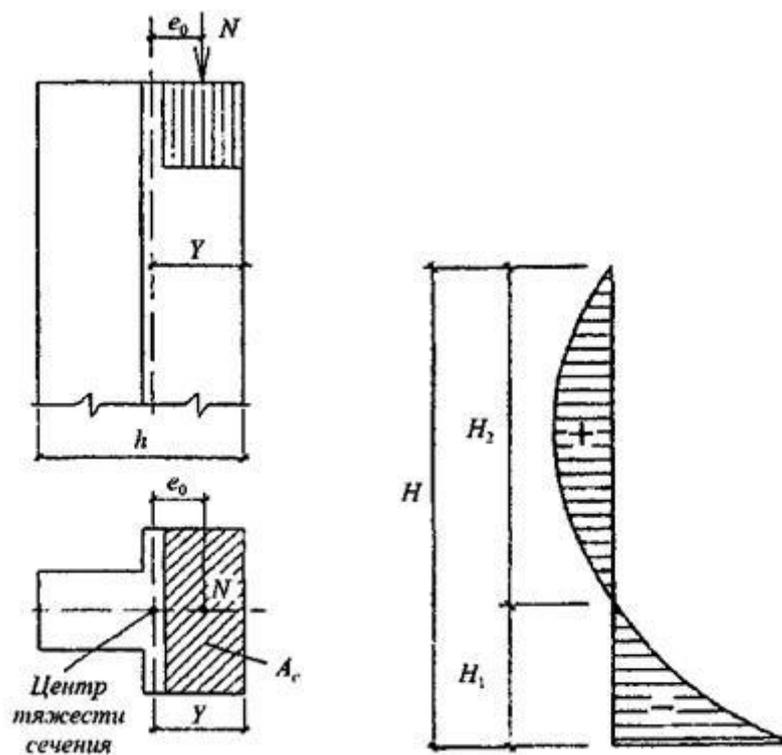


Рис.3.41 - Внецентренное сжатие

При знакопеременной эпюре изгибающего момента по высоте элемента (рис. 3.41) расчет по прочности следует производить в сечениях с максимальными изгибающими моментами различных знаков. Коэффициент продольного изгиба φ_c следует определять по высоте части элемента в пределах однозначной эпюры изгибающего момента при отношениях или гибкостях

$$\lambda_{к1с} = \frac{H_1}{h_{c1}} \quad \text{или} \quad \lambda_{i1с} = \frac{H_1}{i_{c1}} \quad \text{и} \quad \lambda_{к2с} = \frac{H_2}{h_{c2}} \quad \text{или} \quad \lambda_{i2с} = \frac{H_2}{i_{c2}},$$

где H_1 и H_2 - высоты частей элемента с однозначной эпюрой изгибающего момента;

h_{c1} ; i_{c1} и h_{c2} ; i_{c2} - высоты и радиусы инерции сжатой части элементов в сечениях с максимальными изгибающими моментами;

φ_c - коэффициент, определяемый по формулам, приведенным в таблице 20 СП 15.13330;

m_g - коэффициент, определяемый по формуле

$$m_g = 1 - \eta \frac{N_g}{N} \left(1 + \frac{1,2e_{0g}}{h} \right), \quad (3.48)$$

где N_g - расчетная продольная сила от длительных нагрузок;

η - коэффициент, принимаемый по таблице 21 СП 15.13330;

e_{0g} - эксцентриситет от действия длительных нагрузок.

3.6. Металлические конструкции

3.6.1. Общие сведения о материалах металлических конструкций

Качество стали определяется следующими параметрами:

1. Механические свойства: сопротивление статическим и динамическим воздействиям, пластичность, усталость.
2. Свариваемость.
3. Коррозионная стойкость.

По механическим свойствам стали делятся:

1. Обычной прочности.
2. Повышенной прочности.
3. Высокой прочности.

Основа стали феррит. Он пластичен, но малопрочен. Цементит очень твёрд и хрупок. Перлит обладает свойствами, промежуточными между свойствами феррита и цементита. Поэтому прочность повышают введением добавок: углерод, марганец, кремний, ванадий, хром, молибден, никель и т.п. Величина зёрен феррита и перлита оказывает существенное влияние на прочность стали – чем мельче зёрна, тем прочнее сталь.

Вредные примеси: фосфор (хрупкость, особенно при низких температурах), сера (красноломкость), газы.

По степени раскисления стали подразделяются на:

1. Кипящие (нераскисленные) – разливают кипящую сталь (более засорена газами, более неоднородна). Отрезают 5% слитка.

2. Полуспокойные – среднее положение.

3. Спокойные – более однородны. Раскисляют кремнием (0,12...0,3%) или алюминием (до 0,1 %). Раскислители образуют большое число очагов кристаллизации (образование мелкозернистой структуры стали).

В зависимости от работы конструкций все они разделены на 4 группы.

1. Сварные конструкции, работающие в особо тяжёлых условиях или при динамических нагрузках.

2. Сварные конструкции, работающие на статические нагрузки при воздействии растягивающих напряжений.

3. Сварные конструкции, работающие преимущественно при воздействии сжимающих напряжений.

4. Вспомогательные конструкции и элементы.

Алюминиевые сплавы. Чистый алюминий не применяют ввиду низкой прочности. Легируют Mg, Mn, Cu, Si, Zn и др. При этом R повышается в 2...2,5 раза. При 300 °C R=0.

Работа стали под нагрузкой. Диаграмма растяжения стали приведена на рис.

3.42.

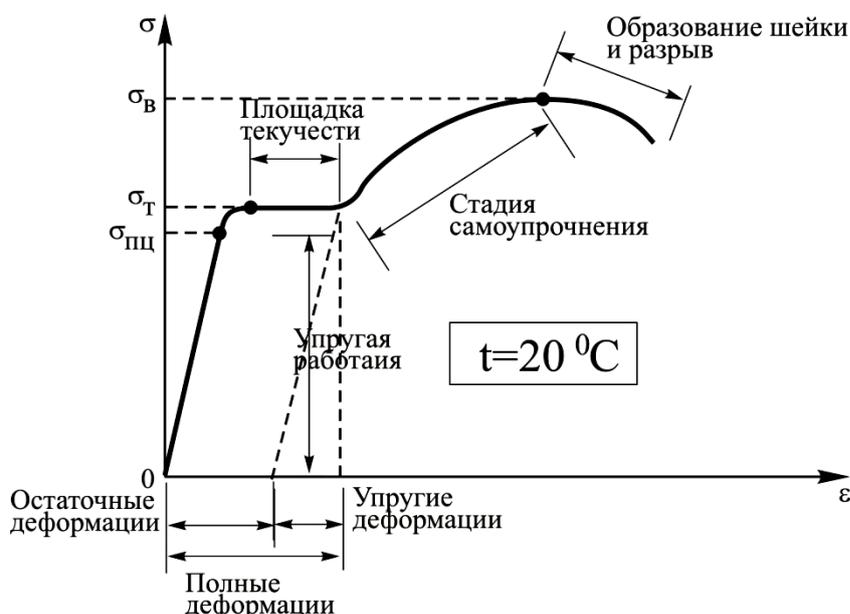


Рис. 3.42. Диаграмма деформирования стали

Параметры стали при повышенных температурах приведены на рис. 3.43.

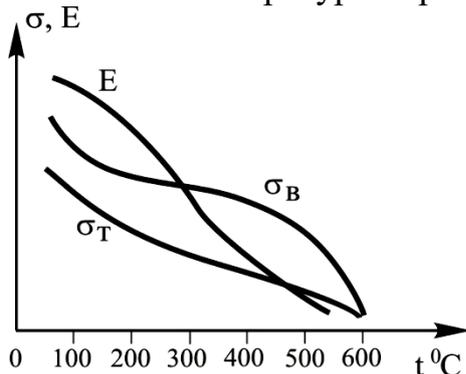


Рис. 3.43. Изменение параметров прочности и деформативности стали при температурных воздействиях

Прочность при циклических нагрузках (усталостная прочность) зависит от количества циклов n и коэффициента асимметрии цикла ρ (рис. 3.44). При этом предел выносливости $\sigma_{\text{вын}} = (0,59 \dots 0,67)\sigma_T$.

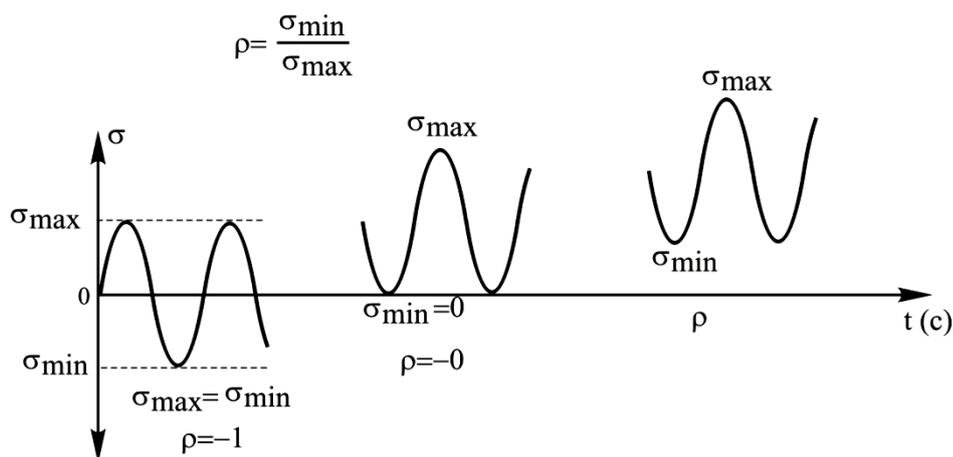


Рис. 3.44. Прочность стали при циклических нагружениях

Хрупкое разрушение стали характеризуется малыми деформациями без ярко выраженного развития текучести. Отрицательно влияют концентрация напряжений (подрезы, трещины, выточки, перегибы), низкие температуры.

Расчёт элементов стальных конструкций по предельным состояниям. Цель расчёта – обеспечить заданные условия эксплуатации и необходимую прочность при минимальных затратах материала и труда.

Строительные конструкции рассчитываются на силовые и другие воздействия по предельным состояниям, под которыми подразумеваются такие

состояния, при которых конструкции перестают удовлетворять эксплуатационным требованиям.

I группа наступает при потере несущей способности и (или) непригодности к эксплуатации:

- общая потеря устойчивости формы;
- потеря устойчивости положения;
- разрушения любого характера;
- переход системы в изменяемую;
- качественное изменение конфигурации;
- состояния, при которых возникает необходимость прекращения эксплуатации (текучесть металла, сдвиги в соединениях, ползучесть и т.п.).

II группа наступает по затруднению нормальной эксплуатации.

- недопустимые перемещения (прогибы, осадки, углы поворота, колебания, трещины и т.п.)

Предельные состояния I группы проверяются по расчётным нагрузкам, II группы – по нормативным, отвечающим нормальной эксплуатации конструкций.

Нормативные и расчётные сопротивления стали. Нормативные сопротивления R_{yn} (установлены по пределу текучести) и R_{un} (установлены по временному сопротивлению) являются основными характеристиками сопротивления материалов и устанавливаются нормами по результатам испытаний образцов.

Так как механические свойства материалов изменчивы, то значения нормативных сопротивлений устанавливаются с обеспеченностью 0,95.

Для углеродистых сталей и сталей повышенной прочности за основную характеристику принято значение предела текучести.

Расчётные сопротивления R_y и R_u определяют делением нормативных сопротивлений на коэффициент надёжности по материалу γ_m .

$$R_y = \frac{R_{yn}}{\gamma_m} \quad R_u = \frac{R_{un}}{\gamma_m}$$

Коэффициент γ_m изменяется в пределах от 1,025 до 1,15 и приведён в таблице 3 СП 16.13330.

Значения нормативных и расчётных сопротивлений приведены в таблице В.5 СП.

При расчёте конструкций с использованием расчётных сопротивлений, установленных по временному сопротивлению, вводится дополнительный коэффициент надёжности $\gamma_u=1,3$, на который делится расчётное сопротивление.

Расчёт элементов конструкций.

Виды напряжений и их учёт при расчёте элементов металлических конструкций

Напряжения, в зависимости от вида, подразделяют на:

1. Основные напряжения, которые возникают от внешних воздействий и определяются методами сопротивления материалов по идеализированной расчётной схеме без учёта местных и дополнительных напряжений.

2. Дополнительные напряжения возникают в результате наложения на принятую расчётную схему дополнительных связей.

3. Местные напряжения могут быть двух видов:

а) в результате внешних воздействий;
б) в местах резкого изменения или нарушения сплошности сечения, где происходит концентрация напряжений.

4. Начальные напряжения имеются в ненагруженном элементе.

Условие пластичности. При $\sigma_T/\sigma_B \leq 0,75$ после упругой работы наступает пластическое течение. При расчётах в целях их упрощения фактическую диаграмму работы стали заменяют диаграммой идеального упругопластического тела (диаграмма Прандтля), которое совершенно упруго до предела текучести σ_T , и совершенно пластично после достижения напряжениями значения σ_T .

Условие пластичности записывается в виде:

$$\sigma_{ef} = \sqrt{\sigma^2 + 3\tau^2} = \sigma_T \leq R_y \cdot \gamma_c.$$

При чистом сдвиге:

$$\sigma_{ef} = \sqrt{3\tau^2} = \sigma_T$$

Здесь γ_c – коэффициент условия работы конструкции по таблице 1 СП 16.13330.

3.5.2. Расчет элементов стальных конструкций по предельным состояниям

Предельное состояние и расчёт центрально растянутых элементов.

Предельное состояние 1 группы проверяется расчётом по прочности и непригодности к эксплуатации для сталей с нормативным сопротивлением $R_{yn} \leq 44$ кН/см² по формуле:

$$\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (3.49)$$

Предельное состояние и расчёт центрально сжатых элементов.

Предельное состояние 1 группы проверяется расчётом по прочности и непригодности к эксплуатации только при ослаблении сечения для сталей с нормативным сопротивлением $R_{yn} \leq 44$ кН/см² по формуле:

$$\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (3.50)$$

Как правило, решающей проверкой центрально сжатых элементов является проверка на устойчивость по формуле:

$$\frac{N}{\varphi \cdot A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (3.51)$$

где φ – коэффициент устойчивости при центральном сжатии, который определяется при $\bar{\lambda} > 0,4$ по формуле:

$$\varphi = 0,5 \frac{\delta - \sqrt{\delta^2 - 39,48 \cdot \bar{\lambda}^2}}{\bar{\lambda}^2}$$

или по таблице Д.1 СП в зависимости от условной гибкости и типа сечения.

Значение коэффициента δ вычисляется по формуле:

$$\delta = 9,87 \cdot \left(1 - \alpha + \beta \cdot \bar{\lambda} \right) + \bar{\lambda}^2$$

где $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ – условная гибкость стержня; α и β – коэффициенты по таблице 7 в зависимости от типа сечения; $\lambda = \mu \cdot l / i$; μ – коэффициент расчётной, принимается в зависимости от расчётной схемы по таблице 30 СП; l – длина стержня; i – радиус инерции сечения.

При расчёте на смятие (местное сжатие) проверяется прочность:

$$\frac{N}{A_n \cdot R_p \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (3.52)$$

Предельное состояние и расчёт изгибаемых элементов. Балки подразделяются на 3 класса:

1 класс – напряжённо-деформированное состояние (НДС), при котором напряжения по всей площади сечения не превышают расчётного сопротивления $\sigma \leq R_y$.

2 класс – НДС, при котором в одной части сечения $\sigma \leq R_y$, а в другой $\sigma = R_y$ (упруго-пластическое состояние сечения);

3 класс – НДС, при котором по всей площади сечения $\sigma = R_y$ (пластическое состояние сечения, условный пластический шарнир).

Для изгибаемых элементов в большинстве случаев проверяется I и II предельные состояния.

А) Расчёт изгибаемых элементов в пределах упругости (балки 1 класса).

Прочность по нормальным напряжениям:

$$\frac{M}{W_{n,min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (3.53)$$

Прочность по касательным напряжениям:

$$\frac{Q \cdot S}{I \cdot t_w \cdot R_s \cdot \gamma_c} \leq 1. \quad (3.54)$$

Прочность при действии момента в двух главных плоскостях:

$$\frac{M_x}{W_{xn} \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{W_{yn} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1.$$

При одновременном действии в стенке балки момента и поперечной силы (нормальные и касательные напряжения):

$$\frac{0,87}{R_y} \sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_y^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \leq 1. \quad \frac{\tau_{xy}}{R_y \cdot \gamma_c} \leq 1.$$

Б) Расчёт изгибаемых элементов с учётом развития пластических деформаций (балки 2 и 3 классов).

После исчерпания упругой работы пластические деформации начинают распространяться вглубь сечения (рис. 3.45).

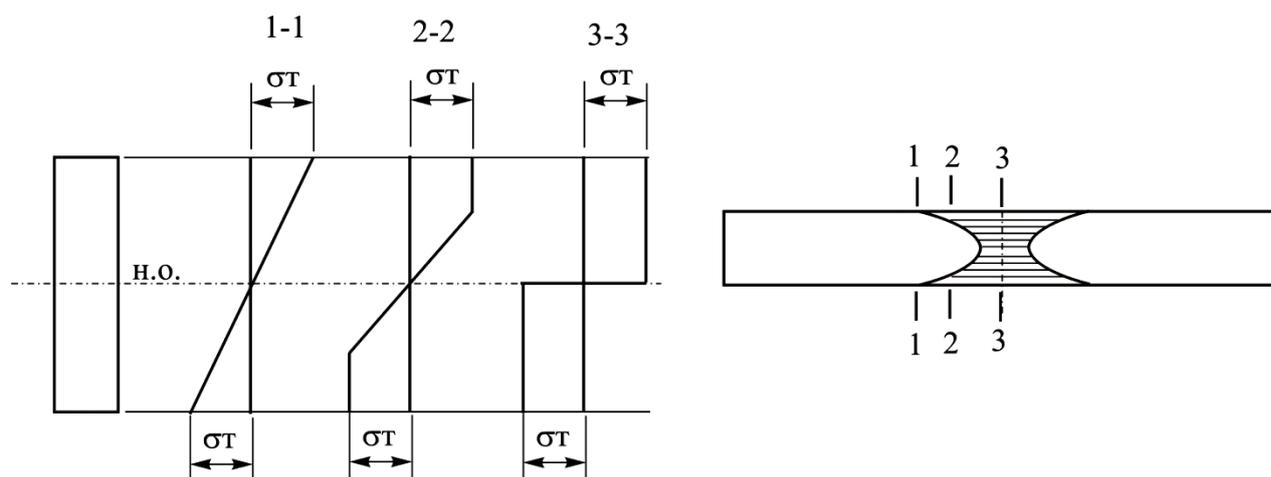


Рис. 3.45. Образование пластического шарнира в стальной балке

В отличие от обычного шарнира в пластическом шарнире $M \neq 0$.

Для разрезных двухшарнирных балок дальнейшее увеличение нагрузки невозможно, то есть наступает I предельное состояние вследствие чрезмерного развития пластических деформаций. В неразрезных балках образование пластического шарнира приводит к перераспределению моментов и снижению степени статической неопределимости систему на единицу.

В) Расчёт изгибаемых элементов с при ограниченном развитии пластических деформаций (балки 2 класса).

В качестве критерия предельного состояния принимается ограниченная пластическая деформация в сечении. Для практических расчётов принимают

$$\bar{\varepsilon}_{ост} \leq 3; \quad \bar{\varepsilon}_{ост} = \varepsilon_{ост} \frac{E}{R_y}.$$

Учёт ограниченных пластических деформаций допускается в балках сплошного сечения при статических нагрузках при касательных напряжениях

$$\tau_x = \frac{Q}{A_w} \leq 0,9R_s.$$

Проверка прочности таких балок при изгибе в плоскости наибольшей жёсткости ($I_x > I_y$):

$$\frac{M_x}{c_x \cdot \beta \cdot W_{xn,min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

При изгибе в двух главных плоскостях и напряжениях $\tau_x = \frac{Q}{2A_f} \leq 0,5R_s$:

$$\frac{M_x}{c_x \cdot \beta \cdot W_{xn,min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y \cdot W_{yn,min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1$$

где M_x и M_y – абсолютные значения изгибающих моментов; c_x и c_y – коэффициенты, принимаемые по таблице Е.1 СП; β – коэффициент, принимаемый равным:

$$\text{при } \tau_x = \frac{Q}{2A_f} \leq 0,5R_s \quad \beta=1;$$

$$\text{при } 0,5R_s < \tau_x \leq 0,9R_s \quad \beta = 1 - \frac{0,20}{\alpha_f + 0,25} \left(\frac{\tau_x}{R_s} \right)^4$$

где $\alpha = \frac{A_f}{A_w}$ – соотношение площади сечения пояса к площади сечения

стенки.

Г) Проверка общей устойчивости изгибаемых элементов.

Сжатая часть балки старается принять первоначальную длину, что возможно при её выгибе из плоскости действия момента. При изгибе в плоскости стенки, совпадающей с плоскостью симметрии:

$$\frac{M_x}{\varphi_b \cdot W_{cx} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (3.55)$$

При изгибе в двух главных плоскостях

$$\frac{M_x}{\varphi_b \cdot W_{cx} \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{W_y \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (3.56)$$

где φ_b – коэффициент устойчивости при изгибе, определяется по приложению Ж СП для балок с опорными сечениями, закреплёнными от боковых смещений и поворота; W_{cx} и W_y – момент сопротивления относительно оси x-x для сжатого пояса и момент сопротивления относительно оси y-y.

При определении значения φ_b за расчётную длину балки из плоскости l_{ef} следует принимать расстояние между точками раскрепления сжатого пояса из плоскости.

Устойчивость балок 1 класса следует считать обеспеченной:

а) При передаче нагрузки на балку через сплошной жёсткий настил, непрерывно опирающийся на сжатый пояс и связанный с ним с помощью сварки, болтов, самонарезающих винтов и т.п.;

б) При значении условной гибкости сжатого пояса балки $\bar{\lambda}_b = \frac{l_{ef}}{b_f} \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}}$, не

превышающей её предельных значений $\bar{\lambda}_{ub}$, определяемых по формулам таблицы 11 СП.

Устойчивость балок 2 и 3 классов следует считать обеспеченной при умножении значений предельной гибкости пояса $\bar{\lambda}_{ub}$ на коэффициент

$$\delta = 1 - 0,6 \frac{c_{Ix} - 1}{c_x - 1}$$

где c_1 определяется по большему значению из формул:

$$c_{1x} = \frac{M_x}{W_{xn} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \quad \text{или} \quad c_{1x} = \beta \cdot c_x \quad ,$$

и изменяющемся в пределах $1 < c_{1x} \leq c_x$.

Здесь M_x – изгибающий момент в сечении; $\beta = 1 - \frac{0,20}{\alpha_f + 0,25} \left(\frac{\tau_x}{R_s} \right)^4$; c_x –

коэффициент по таблице Е.1 СП;

При этом допускается принимать значения условной предельной гибкости пояса балки:

$\delta \cdot \bar{\lambda}_{ub}$ – на участке длины балки, где учитываются пластические деформации;

$\bar{\lambda}_{ub}$ – на участке длины балки, где сталь работает упруго.

Д) Проверка упругих деформаций

Прогибы проверяют по упругой работе от действия нормативных нагрузок.

$$f \leq f_u.$$

Предельное состояние и расчёт элементов при действии продольной силы с изгибом

А) Расчёт на прочность внецентренно-сжатых (сжато-изгибаемых) элементов сплошного сечения с нормативным сопротивлением $R_{yn} \leq 440$ МПа, не подвергающихся непосредственному воздействию динамических нагрузок при

$\tau_x = \frac{Q}{A_w} < 0,5 R_s$ и $\sigma = \frac{N}{A_n} > 0,1 \cdot R_y \cdot \gamma_c$ проводится с учётом развития

ограниченных пластических деформаций по формуле:

$$\left(\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} \right)^n + \frac{M_x}{c_x \cdot W_{xn, \min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{c_y \cdot W_{yn, \min} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (3.57)$$

где N , M_x , M_y – абсолютные значения продольной силы и изгибающих моментов;

n , c_x и c_y – коэффициенты, принимаемые по таблице Е.1 СП.

Для элементов, работающих в упругой стадии (класс 1), проверка выполняется по формуле:

$$\frac{N}{A_n \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_x}{W_{xn} \cdot R_y \cdot \gamma_c} + \frac{M_y}{W_{yn} \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (3.58)$$

Расчёт на прочность проводить не требуется при значениях приведённого относительного эксцентриситета $m_{ef} \leq 20$ и отсутствии ослабления сечения.

Б) Расчёт на устойчивость элементов сплошного сечения в плоскости действия момента

Устойчивость проверяется по формуле:

$$\frac{N}{\varphi_e \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (3.59)$$

где φ_e – коэффициент устойчивости при сжатии с изгибом принимается по таблице Д.3 СП в зависимости от условной гибкости $\bar{\lambda}$ и приведённого относительного эксцентриситета $m_{ef} = m \cdot \eta$,

где η – коэффициент влияния формы сечения, определяемый по таблице Д.2 СП; m – относительный эксцентриситет $m = \frac{e \cdot A}{W_c}$, W_c – момент сопротивления сечения, вычисленный для наиболее сжатого волокна; $e = M/N$ – эксцентриситет.

При значениях $m_{ef} > 20$ расчёт следует вести как для изгибаемых элементов.

В) Расчёт на устойчивость элементов сплошного сечения из плоскости действия момента

При изгибе стержня в плоскости наибольшей жёсткости ($I_x > I_y$) устойчивость проверяется по формуле:

$$\frac{N}{c \cdot \varphi_y \cdot A \cdot R_y \cdot \gamma_c} \leq 1 \quad (3.60)$$

где φ_y – коэффициент устойчивости при центральной сжатии; c – коэффициент, который следует определять по формулам:

- при значениях $m_x \leq 5$

$$c = \frac{\beta}{1 + \alpha \cdot m_x} \leq 1,$$

где α и β – коэффициенты, определяемые по таблице 21 СП;

- при значениях $m_x \geq 10$ по формуле

$$c = \frac{1}{\left(1 + \frac{m_x \cdot \varphi_y}{\varphi_b}\right)},$$

где φ_b – коэффициент устойчивости при изгибе, определяемый по п. 8.4.1 и приложению Ж СП как для балки с двумя и более закреплениями сжатого пояса.

- при значениях $5 < m_x < 10$ по формуле

$$c = c_5(2 - 0,2m_x) + c_{10}(0,2m_x - 1)$$

где c_5 определяется при $m_x=5$, а c_{10} при $m_x=10$ по соответствующим формулам.

При гибкости $\bar{\lambda}_y > 3,14$ коэффициент c не должен превышать значений c_{\max} , определяемых по приложению Д СП.

Проверка местной устойчивости элементов стальных конструкций. Общая формула критических напряжений:

$$\sigma_{cr} = \frac{N_{cr}}{h \cdot t} = \frac{c \cdot \pi^2 \cdot E}{12(1 - \nu^2)} \left(\frac{t}{h}\right)^2 = k \left(\frac{t}{h}\right)^2,$$

где c – функция зависящая от вида закрепления и распределения напряжения по сечению пластинки.

Проверка местной устойчивости поясных листов

1. Пояса балок. Критические напряжения приравниваются к расчётному сопротивлению $\sigma_{cr}=R_y$, тогда для симметричных двутавров балок 1 класса (работа в упругой стадии) предельная условная гибкость пояса

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{\frac{R_{yf}}{\sigma_c}}$$

Местная устойчивость сжатого пояса обеспечена, если условная гибкость свеса

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} < \bar{\lambda}_{uf}.$$

Для балок 2 класса (при ограниченных пластических деформациях в сечении балки) предельная гибкость свеса сжатого пояса

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,17 + 0,06 \bar{\lambda}_{uw},$$

где $\bar{\lambda}_{uw}$ – условная предельная гибкость стенки балки, принимается:

$\bar{\lambda}_{uw} = 3,5$ – при отсутствии местных напряжений σ_{loc} в балках с двусторонними поясными швами;

$\bar{\lambda}_{uw} = 3,2$ – то же, в балках с односторонними поясными швами;

$\bar{\lambda}_{uw} = 2,5$ – при наличии местного напряжения σ_{loc} .

Местная устойчивость сжатого пояса обеспечена, если условная гибкость свеса

$$\bar{\lambda}_f < \bar{\lambda}_{uf}.$$

Пояса центрально сжатых стержней. Критические напряжения приравниваются к расчётному сопротивлению $\sigma_{cr} = \phi R_y$, тогда для симметричных двутавров 1 класса (работа в упругой стадии) предельная условная гибкость пояса (для двутавра)

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,36 + 0,1\bar{\lambda}.$$

Для других типов сечений предельная гибкость свеса пояса определяется по формулам таблицы 10 СП, в которых при значениях $\bar{\lambda} < 0,8$ или $\bar{\lambda} > 4$ следует принимать соответственно $\bar{\lambda} = 0,8$ и $\bar{\lambda} = 4$.

Местная устойчивость сжатого пояса обеспечена, если условная гибкость свеса

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} < \bar{\lambda}_{uf}.$$

Пояса вентенно сжатых стержней. Критические напряжения приравниваются к расчётному сопротивлению $\sigma_{cr} = \varphi_e R_y$, тогда для симметричных двутавров 1 класса (работа в упругой стадии) предельная условная гибкость пояса (для двутавра) при $m_x \leq 5$

$$\bar{\lambda}_{uf} = \bar{\lambda}_{ufc} - 0,01(1,5 + 0,7 \bar{\lambda}_x) m_x,$$

где $\bar{\lambda}_{ufc}$ – предельное значение условной гибкости свеса пояса центрально сжатого элемента, определяемое по таблице 23 СП.

Для других типов сечений предельная гибкость свеса пояса определяется по формулам таблицы 23 СП, в которых при значениях $\bar{\lambda} < 0,8$ или $\bar{\lambda} > 4$ следует принимать соответственно $\bar{\lambda} = 0,8$ и $\bar{\lambda} = 4$.

При $5 < m_x \leq 20$ значения $\bar{\lambda}_{uf}$ следует определять линейной интерполяцией между значениями $\bar{\lambda}_{uf}$, вычисленными по формулам таблицы 23 при $m_x = 5$, и значениями предельной гибкости свеса для изгибаемых элементов: для симметричных двутавров элементов 1 класса (работа в упругой стадии) предельная условная гибкость пояса

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,5 \sqrt{\frac{R_{yf}}{\sigma_c}} \text{ (принимаем } m_x = 20).$$

Для элементов 2 класса (при ограниченных пластических деформациях в сечении балки) предельная гибкость свеса сжатого пояса

$$\bar{\lambda}_{uf} = 0,17 + 0,06 \bar{\lambda}_{uw}, \text{ (принимаем } m_x = 20),$$

где $\bar{\lambda}_{uw}$ – условная предельная гибкость стенки элемента, принимается:

$\bar{\lambda}_{uw} = 3,5$ – при отсутствии местных напряжений σ_{loc} в балках с двусторонними поясными швами;

$\bar{\lambda}_{uw} = 3,2$ – то же, в балках с односторонними поясными швами;

$\bar{\lambda}_{uw} = 2,5$ – при наличии местного напряжения σ_{loc} .

Местная устойчивость сжатого пояса обеспечена, если условная гибкость свеса меньше предельной:

$$\bar{\lambda}_f = \frac{b_{ef}}{t_f} \sqrt{\frac{R_{yf}}{E}} < \bar{\lambda}_{uf}.$$

Проверка местной устойчивости стенок.

1. Стенки балок.

Устойчивость стенок балок 1 класса (работа в упругой стадии) считается обеспеченной, если условная гибкость стенки

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

не превышает значений

$\bar{\lambda}_{uw} = 3,5$ – при отсутствии местных напряжений σ_{loc} в балках с двусторонними поясными швами;

$\bar{\lambda}_{uw} = 3,2$ – то же, в балках с односторонними поясными швами;

$\bar{\lambda}_{uw} = 2,5$ – при наличии местного напряжения σ_{loc} .

Устойчивость стенок балок 1 класса симметричного сечения, укрепленных только поперечными рёбрами жёсткости при наличии местного напряжения $\sigma_{loc} \neq 0$ и при условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_w \leq 6\sqrt{R_y / \sigma_c}$ следует считать обеспеченной, если выполнено условие:

$$\sqrt{(\sigma / \sigma_{cr} + \sigma_{loc} / \sigma_{loccr})^2 + \tau / \tau_{cr} / \gamma_c} \leq 1, \quad (A)$$

где $\sigma = \frac{M \cdot y}{I_x}$, $\tau = \frac{Q}{h_w \cdot t_w}$, $\sigma_{loc} = \frac{F}{l_{ef} \cdot t_w}$, – нормальные, касательные и местные напряжения. М и Q – средние значения момента и поперечной силы в стенке в пределах отсека на уровне поясных швов (рис. 3.48).

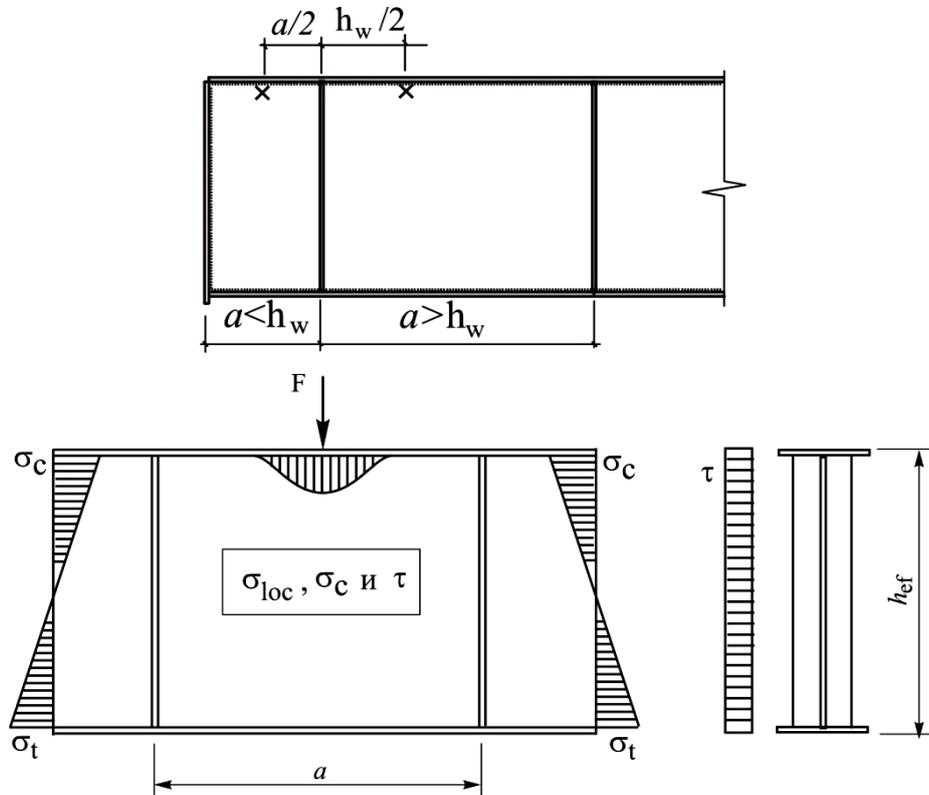


Рис. 3.48. К расчету местной устойчивости стенки балки

Нормальные критические напряжения

$$\sigma_{cr} = c_{cr} \cdot \frac{R_y^2}{\bar{\lambda}_w^2},$$

c_{cr} – по таблице 12 СП при $\sigma_{loc}=0$ в зависимости от вида поясных соединений и коэффициента δ , который вычисляется по формуле:

$$\delta = \beta \cdot \frac{b_{f1}}{h_w} \cdot \left(\frac{t_f}{t_w} \right)^3,$$

где коэффициент δ принимается по таблице 13 СП.

Касательные критические напряжения

$$\tau_{cr} = 10,3 \cdot \left(1 + \frac{0,76}{\mu^2} \right) \cdot \frac{R_s}{\bar{\lambda}_d},$$

где μ – отношение большей стороны отсека к меньшей; d – меньшая сторона

отсека (h_{ef} или a); $\bar{\lambda}_d = \frac{d}{t_f} \sqrt{\frac{R_y}{E}}$.

Местные критические напряжения вычисляются по формуле:

$$\sigma_{loc cr} = c_1 \cdot c_2 \cdot \frac{R_y}{\bar{\lambda}_w},$$

где c_1 и c_2 – коэффициенты, определяемые соответственно по таблицам 14 и 15 в зависимости от отношения сторон отсека a/h_{ef} , значения $\rho=1,04l_{ef}/h_{ef}$ и значения δ .

Проверку стенки по формуле (А) $\sigma_{loc} \neq 0$ выполняют в зависимости от значения a/h_{ef} :

а) при соотношении $a/h_{ef} \leq 0,8$ значение σ_{cr} следует определять по формуле (Б).

б) при соотношении $a/h_{ef} > 0,8$ проверку выполняют дважды:

1. при $0,8 \leq a/h_{ef} \leq 1,33$ при определении коэффициентов c_1 и c_2 в формуле (Г) вместо размера a принимают $a_1=0,5a$; при $a/h_{ef} > 1,33$ вместо a принимают $a_1=0,67h_{ef}$.

2. При значениях σ_{cr} и $\sigma_{loc cr}$, вычисленных при фактическом значении a/h_{ef} , коэффициент c_{cr} определяется по таблице 16 СП.

Устойчивость стенок балок 2 класса (при действии ограниченных пластических деформаций) следует считать обеспеченной при выполнении условия

$$\frac{M}{R_{yf} \cdot \gamma_c \cdot h_{ef}^2 \cdot t_w \cdot (r \cdot \alpha_f + \alpha)} \leq 1 \quad (3.61)$$

где α – коэффициент, принимаемый по таблице 18 в зависимости от условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_w$ и соотношения τ/R_{sw} , где $\tau=Q/A_w$; $\gamma = R_{yf}/R_{yw} \geq 1$ – соотношение расчётных сопротивлений материала пояса и стенки.

Стенки балок следует укреплять поперечными ребрами жесткости:

в балках 1-го класса, если значение условной гибкости стенки $\bar{\lambda}_w$ превышает 3,2 – при отсутствии подвижной нагрузки на поясе балки или 2,2 – при наличии такой нагрузки;

в балках 2-го класса – при любых значениях условной гибкости стенки на участках длины балки, где учитываются пластические деформации, под каждым сосредоточенным грузом, а на остальных участках - как в балках 1-го класса. Длина зоны развития пластических деформаций в стенке при равномерно распределённой нагрузке определяется по формуле:

$$a = l \sqrt{1 - \frac{I}{c_x} \cdot \frac{h}{h_w}}.$$

Расстояние между поперечными ребрами не должно превышать $2h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w > 3,2$ и $2,5h_{ef}$ при $\bar{\lambda}_w < 3,2$.

Для балок 1-го класса допускается превышать эти расстояния до значения $3h_{ef}$ при условии, что устойчивость балки и стенки обеспечена выполнением требований 8.4.4,а или 8.4.4,б, если значение условной гибкости пояса $\bar{\lambda}_{ub}$ не превышает значений, определяемых по формуле (71) таблицы 11 СП.

Поперечные ребра жесткости следует устанавливать, как правило, в местах приложения неподвижных сосредоточенных нагрузок и на опорах балок.

В стенке, укрепленной только поперечными ребрами, ширина их выступающей части b_r должна быть для парного ребра не менее $(h_w/30 + 25)$ мм, для одностороннего ребра – не менее $(h_w/24 + 40)$ мм; толщина ребра t_r должна

быть не менее $t_r \geq 2 \cdot b_r \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$.

Поперечное ребро жесткости, расположенное в месте приложения сосредоточенной нагрузки к верхнему поясу, следует проверять расчетом на устойчивость: двустороннее ребро - как центрально сжатую стойку, а одностороннее - как стойку, сжатую с эксцентриситетом, равным расстоянию от срединной плоскости стенки до центра тяжести расчетного сечения стойки. При этом в расчетное сечение стойки необходимо включать сечение ребра жесткости и полосы стенки шириной $0,65t_w\sqrt{E/R_y}$ мм с каждой стороны ребра, а расчетную длину стойки следует принимать равной расчетной высоте стенки h_{ef} .

Стенки балок 1-го класса, у которых при действии нормальных напряжений с от изгиба устойчивость не обеспечена, а также при значениях условной

гибкости стенки $\bar{\lambda}_w > 5,5\sqrt{\frac{R_y}{\sigma}}$ (где σ - напряжение в сжатом поясе балки),

следует укреплять продольным ребром жесткости, устанавливаемым дополнительно к поперечным ребрам.

Стенки центрально сжатых элементов. Устойчивость стенок центрально сжатых элементов сплошного сечения считается обеспеченной, если условная гибкость стенки не превышает значений, указанных в таблице 9 СП:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq \bar{\lambda}_{uw}$$

Например, для двутавра:

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,30 + 0,15\bar{\lambda}^2 \quad \text{при } \bar{\lambda} \leq 2$$

$$\bar{\lambda}_{uw} = 1,20 + 0,35\bar{\lambda}^2 \leq 2,3 \quad \text{при } \bar{\lambda} > 2$$

В стенке, укрепленной только поперечными ребрами, ширина их выступающей части b_r должна быть для парного ребра не менее $(h_w/30 + 40)$ мм,

для одностороннего ребра – не менее $(h_w/20 + 50)$ мм; толщина ребра t_r должна

быть не менее $t_r \geq 2 \cdot b_r \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}}$.

Стенки центрально сжатых элементов при $\bar{\lambda}_{uw} \geq 2,3$ укрепляют поперечными рёбрами жёсткости с шагом от $2,5h_{ef}$ до $3h_{ef}$.

Если фактическая условная гибкость стенки превышает предельную $\bar{\lambda}_{uw}$, вычисленную по формулам таблицы 9 СП, проверку устойчивости стержня допускается проводить по расчётной уменьшенной площади сечения A_d вместо полной площади A . Значения A_d вычисляется для двутавра при центральном сжатии:

$$A_d = A - (h_{ef} - h_d) \cdot t_w.$$

Значение h_d определяется для двутаврового сечения:

$$h_d = t_w \left[\bar{\lambda}_{uw} - (\bar{\lambda}_w / \bar{\lambda}_{uw} - 1) (\bar{\lambda}_{uw} - 1,2 - 0,15 \bar{\lambda}) \right] \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

где при $\bar{\lambda} > 3,5$ принимать $\bar{\lambda} = 3,5$.

Стенки внецентренно сжатых элементов. Устойчивость стенок внецентренно сжатых элементов сплошного сечения считается обеспеченной, если условная гибкость стенки не превышает значений, указанных в таблице 22 СП:

$$\bar{\lambda}_w = \frac{h_w}{t_w} \sqrt{\frac{R_y}{E}} \leq \bar{\lambda}_{uw}$$

Если фактическая условная гибкость стенки превышает предельную $\bar{\lambda}_{uw}$, вычисленную по формулам таблицы 22 СП, проверку устойчивости стенки допускается проводить по расчётной уменьшенной площади сечения A_d вместо полной площади A . Значения A_d вычисляется для двутавра при внецентренном сжатии:

$$A_d = A - 2(h_{ef} - h_d) \cdot t_w.$$

Значение h_d определяется для двутаврового сечения:

$$h_d = t_w \left[\bar{\lambda}_{uw} - (\bar{\lambda}_w / \bar{\lambda}_{uw} - 1) (\bar{\lambda}_{uw} - 1,2 - 0,15 \bar{\lambda}_x) \right] \sqrt{\frac{R_y}{E}},$$

где $\bar{\lambda}_x$ – гибкость стержня в плоскости действия момента.

3.6.3. Сортамент

Прокатная сталь делится на 2 группы:

1. Сталь листовая (толстолистовая, тонколистовая, универсальная широкополосная).
2. Сталь профильная (фасонная).

Перечень прокатных профилей с указанием формы, размеров, геометрических характеристик, массы и допусков называется сортаментом.

Стоимость профилей различна. Наиболее дешёвы листы, двутавры, швеллеры. Самый дорогой прокат – трубы.

Первый сортамент в России разработан в 1890 г. Проф. Николаем Антоновичем Белелюбским, профессор кафедры строительной механики института инженеров путей сообщения.

Листовая сталь:

1. Толстолистовая (ГОСТ 14637-89), $t=4\dots 160$ мм, $b=600\dots 4000$ мм, l до 12 м.
2. Сталь тонколистовая (ГОСТ 16523-97), $t < 4$ мм, в рулонах.
3. Универсальная широкополосная (ГОСТ 14637-89), $t=6\dots 40$ мм, $b=200\dots 1050$ мм, l до 18 м.

Профильная сталь:

1. Угловые профили (рис. 3.47). Площадь сечения от 1 до 142 см², широкое применение в сквозных конструкциях. Равнополочные и неравнополочные.

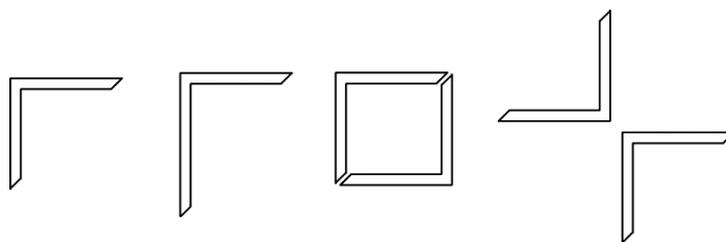


Рис. 3.47. Угловые профили

2. Швеллеры (рис. 3.48). Номера от №5 до №40. Применяются в качестве балок, прогонов, в мощных стержневых конструкциях.

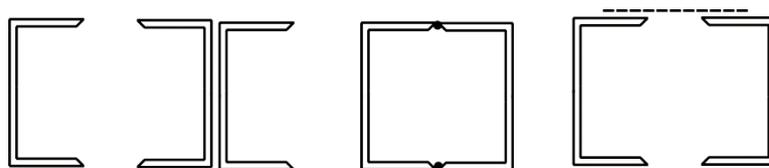


Рис. 3.48. Швеллеры и профили на их основе

3. Двутавры (рис. 3.49).

А) Двутавровые балки обыкновенные с уклоном полок. Номера от №10 до №60. Применяются в качестве балок, прогонов, в мощных стержневых конструкциях.



Рис. 3.49. Двутавры

Б) Двутавы с параллельными гранями полок

Прокатывают 3-х типов: нормального (Б), широкополочные (Ш), колонные (К). Применяются в качестве балок, прогонов, в мощных стержневых конструкциях.

4. Трубы круглые

А) горячекатаные бесшовные. Диаметр 25...550 мм, толщина стенки 25...75 мм.

Б) Круглые электросварные (прямошовные и со швом по спирали). Диаметр 8...1620 мм, толщина стенки 1...16 мм.

Применяются в качестве элементов в сооружениях башенного типа, пространственных ферм, стоек. Хорошая обтекаемость ветровым потоком.

5. Холодногнутые профили (рис. 3.50). Гнутые стальные профили. Применяются в лёгких стержневых конструкциях, швеллеры в качестве прогонов.

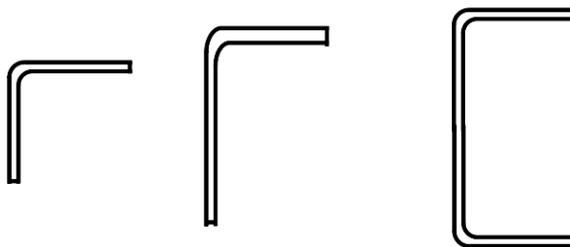


Рис. 3.50. Холодногнутые профили

6. Квадратные и прямоугольные гнутосварные трубы. Гнутые стальные профили. Применяются в лёгких стержневых конструкциях, швеллеры в качестве прогонов.

Профили из алюминиевых сплавов. Листы толщиной до 10,5 мм, шириной до 2000 мм, длиной до 7 м. Профильный прокат такой же, как стальной.

3.6.4. Соединения металлических конструкций

Сварные соединения являются основным видом стальных конструкций. Упрощают конструктивную форму соединений, дают экономию металла, при использовании механизированных способов значительно уменьшают трудоёмкость.

Однако, возникающие при сварке остаточные напряжения усложняют работу, а при динамических нагрузках и низких отрицательных температурах иногда способствуют хрупкому разрушению соединений.

В строительстве применяется в основном электродуговая сварка следующих видов.

1. Ручная электродуговая сварка универсальна и широко распространена. Достоинства: может выполняться в любом пространственном положении, в труднодоступных местах. Недостатки: меньшая глубина проварки, меньшая производительность, меньшая стабильность процесса, а значит более низкое качество. Сварка производится покрытыми электродами марок от Э42 до Э79, где цифра обозначает временное сопротивление металла шва. Буква А (Э46А) означает, что металл электрода обладает повышенной пластичностью.

2. Автоматическая сварка под флюсом осуществляется сварочными автоматами с подачей проволоки диаметром 2...5 мм без покрытия. Металл шва получается чистыми практически без примесей. Постепенное охлаждение под флюсом даёт шов большой плотности с мелкозернистой структурой. Большая сила тока (до 1200 А) обеспечивает глубокое проплавление, что позволяет выполнять швы большой толщины. Высокая производительность. К недостаткам можно отнести то, что практически все швы выполняются в горизонтальном положении.

3. Полуавтоматическая сварка в среде CO_2 осуществляется сварочными полуавтоматами с подачей проволоки диаметром до 2 мм без покрытия. Металл шва получается чистыми практически без примесей. Постепенное охлаждение даёт шов большой плотности с мелкозернистой структурой. Большая сила тока (до 1200 А) обеспечивает глубокое проплавление, что позволяет выполнять швы большой толщины. Высокая производительность. Может выполняться в любом положении.

4. Газовая сварка применяется в основном для резки металла на строительной площадке и в заводских условиях.

Виды сварных соединений

1. Стыковые соединения (рис. 3.51).

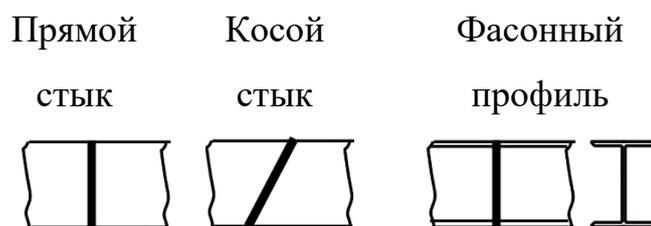


Рис. 3.51. Виды сварных соединений

Стыковые соединения наиболее рациональны: имеют наименьшую концентрацию напряжений, экономичны, удобны для контроля. Толщина свариваемых элементов практически не ограничена.

2. Соединения внахлестку (рис. 3.52). Применяются для сварки стали 2...5 мм в листовых конструкциях или в узлах уонструкций для усиления стыков. Менее экономичны.

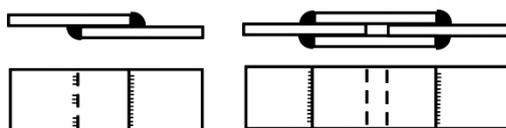


Рис. 3.52. Соединения внахлестку

Применяются для сварки стали 2...5 мм в листовых конструкциях или в узлах уонструкций для усиления стыков. Менее экономичны.

3. Угловые соединения (рис. 3.53) экономичны, удобны для контроля. Толщина свариваемых элементов практически не ограничена.

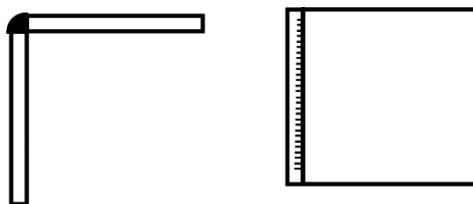


Рис. 3.53. Угловые соединения

4. Тавровые соединения (рис. 3.54). Экономичны, удобны для контроля. Толщина свариваемых элементов практически не ограничена.

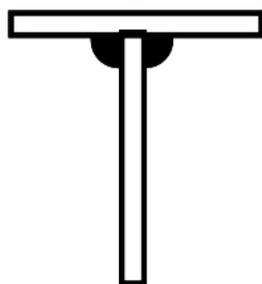


Рис. 3.54. Тавровые соединения

Сварные швы классифицируются по следующим признакам:

1. По конструктивному признаку – стыковые и угловые. В стыковых швах при толщине >8 мм разделяют кромки V, X, U и К. Начало и конец шва имеют непровар и являются дефектными и их желательно выводить на технологические планки за пределы стыка, а затем отрезать. Швы, расположенные параллельно усилию называются фланговыми, перпендикулярно усилию – лобовыми.
2. По назначению – рабочие и связующие (конструктивными).
3. По положению – нижние, вертикальные, горизонтальные, потолочные, «в лодочку».
4. По протяжённости – сплошные и прерывистые.

Термическое влияние сварки на соединения. Температурные напряжения и деформации. В зоне расплавления ($t=1535$ °C) во время кристаллизации возникающие растягивающие напряжения могут вызвать «горячие» трещины. В зоне термического влияния ($t=723...1535$ °C) структура металла такова, что имеет пониженную вязкость и пластичность, и при растягивающих напряжениях возможны «холодные» трещины, располагающиеся параллельно шву.

Работа и расчёт сварных соединений. Прочность сварных соединений зависит от прочности свариваемого металла, прочности наплавленного металла шва, формы и вида соединения, характера силового воздействия и технологии сварки.

При выборе электродов, сварочной проволоки и флюсов следует учитывать группы конструкций и расчётные температуры по приложениям В и Г.

А) Работа и расчёт соединений стыковых швов (рис. 3.55).

При выборе электродов, сварочной проволоки и флюсов следует учитывать группы конструкций и расчётные температуры по приложениям В и Г (таблица Г.1).

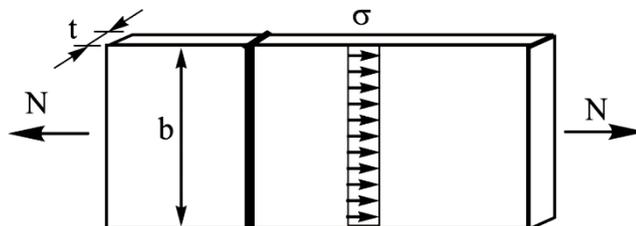


Рис. 3.55. К расчёту соединений стыковых швов

Напряжения в шве:

$$\frac{N}{l_{ef} \cdot t \cdot R_{wy} \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

где N – действующее усилие; l_{ef} – расчётная длина шва, равная полной его длине, уменьшенной на $2t$, или полной его длине, если концы шва выведены за пределы стыка; t – наименьшая из толщин свариваемых элементов; R_{wy} – расчётное сопротивление стыкового шва, принимаемое $R_{wy}=R_y$ при осуществлении физического контроля шва; $R_{wy}=0,85R_y$ при отсутствии физического контроля шва; при срезе соединения $R_{ws}=R_s$;

Б) Работа и расчёт соединений, выполненных угловыми швами (рис. 3.56). Фланговые швы вызывают неравномерность распределения напряжений по ширине элементов и по длине шва за счёт разных деформаций в элементах. Неравномерность работы шва по длине заставляет ограничивать длину шва l_{ef} не менее $4k_f$ или 40 мм. Максимально допустимая расчётная длина шва должна быть не более $85\beta_f k_f$, за исключением швов, в которых усилие действует на всём протяжении шва. Шов работает на срез и изгиб за счёт эксцентриситета приложения нагрузки.

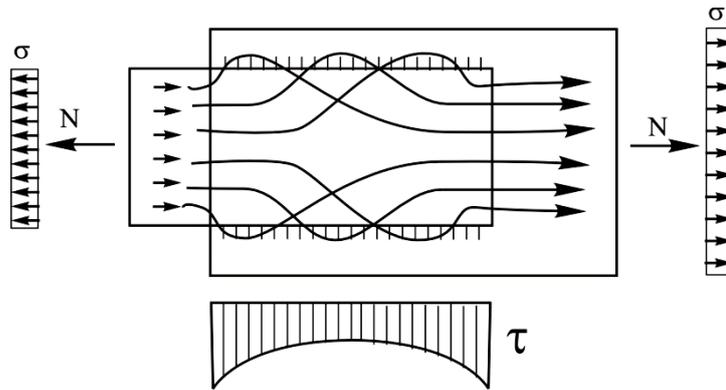


Рис. 3.56. К расчёту соединений, выполненных угловыми швами

Лобовые швы (рис. 3.57) передают усилия неравномерно по толщине шва вследствие резкого изменения силового потока и равномерно по ширине.

Ввиду сложности работы угловых швов их расчёт носит условный характер. Они рассчитываются независимо от ориентации (лобовой или фланговый) на условный срез. Усилие принимают равномерно распределённым по длине шва и рассматривают возможность разрушения по одному из двух сечений – по металлу шва или по металлу границы сплавления.

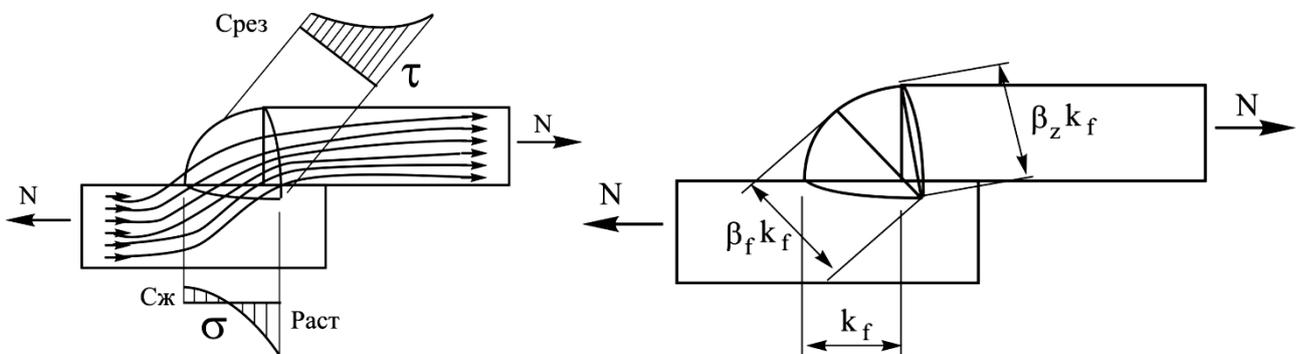


Рис. 3.57. Лобовые швы

Расчёт сварного соединения с угловыми швами при действии силы N следует выполнять на срез (условный) по одному из двух сечений:

При $\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} \leq 1$ по металлу шва по формуле

$$\frac{N}{\beta_f \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{wf} \cdot \gamma_c} \leq 1.$$

При $\frac{\beta_f R_{wf}}{\beta_z R_{wz}} \geq 1$ по металлу границы сплавления шва по формуле

$$\frac{N}{\beta_z \cdot k_f \cdot l_w \cdot R_{wz} \cdot \gamma_c} \leq 1,$$

где k_f – катет шва; l_w – расчётная длина шва, равная суммарной длине всех его участков за вычетом 10 мм на каждом непрерывном участке шва; β_f и β_z – коэффициенты, принимаемые по таблице 39 СП; R_{wf} и R_{wz} – расчётные сопротивления углового шва, определяются R_{wf} – по таблице Г.2 СП, а R_{wz} по формуле $R_{wz} = 0,45R_{un}$, где R_{un} – нормативное сопротивление свариваемого металла, принятое по временному сопротивлению.

Конструктивные требования к сварным соединениям. Чтобы снизить сварочные напряжения и деформации, следует стремиться к наименьшему объёму сварки в конструкции, применяя швы наименьшей толщины. Необходимо избегать пересечения швов, их близкого расположения, образование швами небольших замкнутых контуров.

В зависимости от толщины свариваемых элементов катет шва k_f следует принимать не менее указанных в таблице 38 СП. Наибольший катет шва k_f должен быть принят $k_f \leq 1,2t$, где t – наименьшая из толщин свариваемых элементов. Кромки прокатных профилей имеют закругления и наибольший катет шва по таким кромкам толщиной t не должен превышать $0,9t$.

Длину шва l_{ef} следует принимать не менее $4k_f$ и не менее 40 мм. Максимально допустимая расчётная длина шва должна быть не более $85\beta_f k_f$, за исключением швов, в которых усилие действует на всём протяжении шва.

Соотношение размеров катетов угловых швов следует принимать, как правило, 1:1.

Болтовые соединения.

Достоинства: надёжность, простота, разъёмность.

Недостатки: более металлоёмки и трудоёмки, ослабление сечения отверстиями.

В строительстве применяются болты следующих типов:

1. Болты нормальной точности (класс В): диаметр болта может отличаться от номинального до 0,52 мм. Болты ставят в отверстия на 2...3 мм больше диаметра болта, что облегчает посадку болтов и упрощает технологию монтажа. Однако, это обстоятельство повышает деформативность соединения и увеличивает неравномерность работы отдельных болтов. Поэтому такие болты применяют в основном в неответственных конструкциях или в качестве конструктивных элементов.

2. Болты повышенной точности (класс А): диаметр болта соответствует номинальному, а диаметр отверстия на +0,3 мм больше диаметра болта. Отверстия только высверливаются. Очень сложны в изготовлении и в постановке, поэтому в качестве несущих элементов соединений используются очень редко.

Болты классов А и В (болты обычной прочности) при действии сдвигающих сил работают на срез, а также сминают элементы, соединяемые болтами. Болты классов А и В разделены на классы прочности: 5,6; 5,8; 8,8; 10,9 и 12,9. Первое число, умноженное на 10 обозначает временное сопротивление стали болта в кН/см^2 ; а произведение первого числа на второе – предел текучести материала болта в кН/см^2 . Нормативные сопротивления стали болтов и расчётные сопротивления одноболтовых соединений срезу и растяжению приведены в таблице Г.5 СП, а расчётные сопротивления смятию элементов, соединяемых болтами в таблице Г.6 СП

3. Высокопрочные болты (сдвигоустойчивые) изготавливают из легированной стали, а затем термически упрочняют. Большая сила натяжения болта плотно стягивает элементы и обеспечивает монолитность соединения. При действии сдвигающих сил возникает сила трения. Таким образом, высокопрочный болт, работая на растяжение, обеспечивает передачу сдвигающих сил трением. Поэтому такие болты часто называют фрикционными.

Существуют также соединения с «несущими» высокопрочными болтами, где сдвигающие силы воспринимаются не только трением, но и срезом и смятием. Их несущая способность в 1,5...2 раза выше обычных, однако возможны сдвиги соединений, поэтому применение таких соединений не рекомендуется.

Иногда выполняют комбинированные клее-болтовые соединения, однако технология таких соединений сложна ввиду ограниченной жизнеспособности клеев.

Нормативные и расчётные сопротивления высокопрочных болтов из стали 40Х приведены в таблице Г.8 СП в зависимости от диаметра болта.

4. Самонарезающие болты нарезают резьбу в просверленном отверстии обычно не более 6 мм. Применяются в том случае, когда доступ к конструкции возможен только с одной стороны (крепление профнастила, прогонов).

5. Фундаментные (анкерные) болты служат для передачи растягивающих усилий с колонн на фундаменты. Расчётные сопротивления фундаментных болтов приведены в таблице Г.7 СП в зависимости от диаметра и марки стали болта.

Заклёпочные соединения

Сохранили весьма ограниченное применение только в тяжёлых конструкциях, подверженных динамическим нагрузкам, а также при использовании трудносвариваемых сталей в связи с очень высокой трудоёмкостью. Клёпку ведут горячим (предпочтительно) и холодным способом. Работа заклёпочных соединений на сдвиг носит промежуточный характер между болтами обычной прочности и высокопрочными болтами. Расчёт ведут как обычных болтов, а силы трения учитывают повышением расчётных сопротивлений.

Работа и расчёт болтовых соединений

А) Расчёт соединений на болтах обычной прочности (классы А и В)

Работа на сдвиг является основным видом работы большинства болтовых соединений. Работа проходит в 4 стадии.

1. Силы сдвига воспринимаются трением.
2. Сдвиг соединения на величину зазора между стержнем болта о стенкой отверстия.
3. Сдвигающие усилия передаются давлением поверхности отверстия на стержень болта; болт работает на срез и смятие.
4. Упруго-пластическая работа, разрушение происходит от среза болта, смятия или выкола одного из соединяемых элементов

Расчёт ведут исходя из возможного вида разрушения (рис. 3.58):

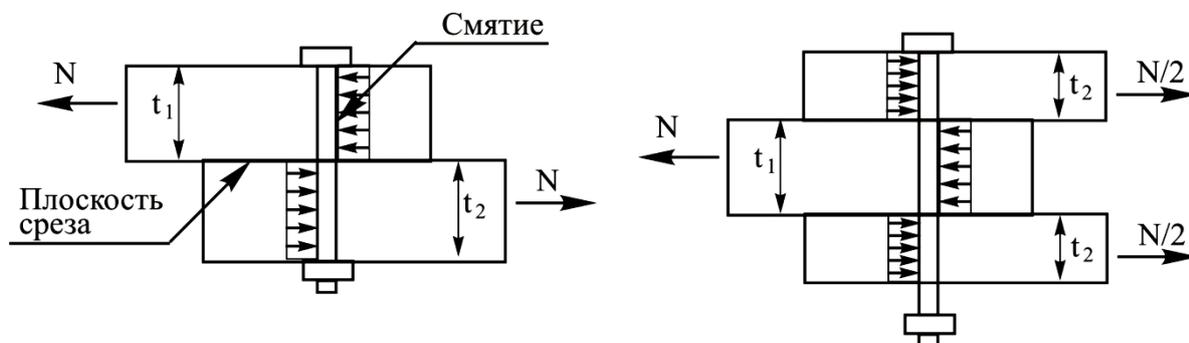


Рис. 3.58. К расчету болтового соединения

а) По срезу болта при толстых листах несущая способность одного болта:

$$N_{bs} = R_{bs} \cdot A_b \cdot n_s \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c;$$

б) при смятии несущая способность одного болта:

$$N_{bp} = R_{bp} \cdot d_b \cdot \sum t \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c;$$

в) при растяжении несущая способность одного болта:

$$N_{bt} = R_{bt} \cdot A_{bn} \cdot \gamma_c;$$

где R_{bs} , R_{bp} и R_{bt} – расчётные сопротивления одноболтовых соединений соответственно на срез, смятие и растяжение; A_b и A_{bn} – площади сечений стержня болта брутто и резьбовой части нетто, принимается по таблице Г.9 СП; n_s – число расчётных срезов одного болта; d_b – наружный диаметр стержня болта; $\sum t$ – Наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном

направлении; γ_b – коэффициент условий работы болтового соединения, определяется по таблице 41 СП, принимается не более 1,0.

Требуемое количество болтов в соединении:

$$n \geq \frac{N}{N_{b,min}}$$

где $N_{b,min}$ – наименьшее из значений N_{bs} и N_{bp} либо значение N_{bt} при расчёте на растяжение.

В случае, когда в стыке расстояние l между крайними болтами вдоль сдвигающего усилия превышает $16d$, значение количества болтов n следует увеличить путём деления на коэффициент

$$\beta = 1 - 0,005(l/d - 16),$$

принимаемый равным не менее 0,75.

Б) Расчёт фрикционных соединений

Расчётное усилие, воспринимаемое каждой плоскостью трения элементов, стянутым одним высокопрочным болтом определяется по формуле:

$$Q_{bh} = \frac{R_{bh} \cdot A_{bn} \cdot \mu}{\gamma_h}$$

где R_{bh} – расчётное сопротивление растяжению высокопрочного болта, $R_{bh}=0,7R_{bun}$; A_n – площадь сечения болта по резьбе нетто по таблице Г.7 СП; μ – коэффициент трения, принимаемый по по таблице 42 СП в зависимости от способа обработки поверхности; γ_h – коэффициент, принимаемый по таблице 42 СП в зависимости от вида нагрузки (статическая или динамическая) и от разности диаметров отверстия и болта.

Требуемое количество высокопрочных болтов в соединении

$$n \geq \frac{N}{Q_{bh} \cdot k \cdot \gamma_b \cdot \gamma_c},$$

где k – количество плоскостей трения соединяемых элементов; γ_b – коэффициент условия работы фрикционного соединения, принимается:

$$\gamma_b = 0,8 \text{ при } n < 5; \quad \gamma_b = 0,9 \text{ при } 5 \leq n < 10; \quad \gamma_b = 1,0 \text{ при } n > 10.$$

Расчёт на прочность соединяемых элементов, ослабленных отверстиями во фрикционном соединении, следует выполнять с учётом того, что половина усилия, приходящегося на каждый болт, передана силами трения. При этом проверку ослабленных сечений следует выполнять: при подвижных, вибрационных и других динамических нагрузках – по площади сечения нетто A_n ; При статических нагрузках – по площади сечения брутто A (при $A_n \geq 0,85A$) либо по условной площади $A_{ef} = 1,18 A_n$ (при $A_n < 0,85A$).

Конструирование болтовых соединений

Болты в стыке следует размещать согласно требованиям таблицы 40 СП.

Резьба болта классов А и В не должна находиться в шве, по которому происходит срез.

В креплениях одного элемента к другому через прокладки или иные промежуточные элементы, а также в элементах с односторонней накладкой количество болтов по сравнению с расчётом следует увеличивать на 10%.

Диаметр болта во фрикционных соединениях следует принимать при условии $\sum t \leq 4d_b$, где $\sum t$ – суммарная толщина соединяемых элементов, сминаемых в одном направлении; d_b – диаметр болта.

Болты во фрикционном соединении должны быть обеспечены шайбами под головку болта и под гайку.

3.6.5. Балки и балочные конструкции

Балки являются основными и простейшими конструкциями, работающими на изгиб.

Преимущества: простота конструкции, надёжность в работе.

Недостатки: повышенная материалоемкость.

Пролёты достигают 200 м в мостовых конструкциях.

Типы балок. У металлических балок основным является двутавровое симметричное сечение. Мерой выгодности сечения балки, работающей на изгиб, является ядровое расстояние $\rho = \frac{W}{A}$ (рис. 3.59). Двутавровое сечение выгоднее прямоугольного примерно в 2 раза, а круглого – в 3 раза.

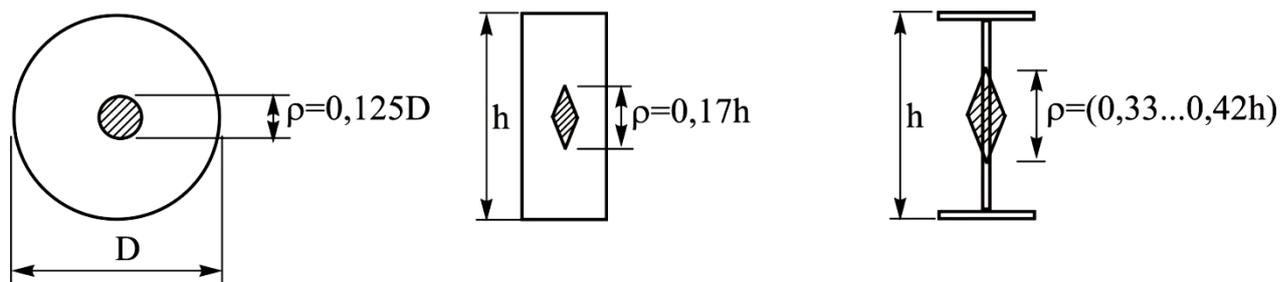


Рис. 3.59. Ядровые расстояния сечений

В зависимости от нагрузки и пролёта применяются балки двутаврового или швеллерного сечения, прокатные и составные.

В строительстве нашли также применение тонкостенные балки, балки из гнутых профилей, балки с перфорированной стенкой, бистальные и преднапряжённые балки.

В основном применяются разрезные балки, так как они просты в изготовлении и удобны в монтаже. Многопролётные балки более выгодны по расходу материала, однако обладают большой чувствительностью к перепаду температур и осадкам опор, поэтому их применение ограничено.

4. ОСНОВНЫЕ ПОНЯТИЯ О КОНСТРУИРОВАНИИ

4.1. Выбор материалов для конструирования

Как уже отмечалось процесс проектирования включает две взаимосвязанные части - расчет и конструирование. Оглядываясь в прошлое, нетрудно заметить, что расчет конструкций начали производить относительно недавно, примерно 150 лет назад. Вопросами же конструирования человек занимался практически всегда.

Следует отметить, что до создания и применения надежных методов расчета термин «проектирование» был синонимом нынешнего конструирования. Поэтому еще и в настоящее время во многих случаях эти понятия однозначны, особенно в машиностроении: в конструкторских организациях создают (проектируют) новые машины, механизмы, устройства. Лишь в строительной отрасли эти два понятия проектирование и конструирование неравнозначны.

Конструирование – процесс увязки всех частей и элементов проектируемого изделия (здания, сооружения, строительной конструкции), увязка их расположения и взаимодействия, а также выбор материалов для изготовления отдельных частей и элементов.

Строительное проектирование начинается с разработки объемно-планировочного решения будущего объекта эту часть проектирования можно назвать конструированием здания или сооружения. Окончание проектирования объекта состоит в детальной проработке каждого элемента здания, т.е. конструированием строительных изделий.

Чтобы отличить эти два вида конструирования, для первого из них (разработка зданий и сооружений) введен специальный термин компоновка. Компоновка – процесс выбора оптимального объемно-планировочного решения проектируемого объекта с учетом функциональных связей его частей, а

также выбор конструктивного решения объекта и материалов для применяемых строительных изделий.

С давних пор строительное проектирование определялось как архитектурное проектирование, поскольку о каких-либо прочностных расчетах даже представлений не существовало. В архитектурном проектировании часто применяют термин "архитектурная композиция", выражающий эстетический взгляд на будущий объект. Отсюда появилось словосочетание "компоновать здание" и как логическое завершение узаконен термин "компоновка".

Не будет лишним отметить, что компоновка здания – лишь часть архитектурного проектирования, тесно связанная с решением инженерных задач.

В дальнейшем будем использовать термины: компоновка при проектировании зданий и сооружений, конструирование при проектировании строительных изделий и элементов. Несомненно, что и в том, и в другом случае следует производить необходимые расчеты, чтобы обеспечить прочность и жесткость как сооружения в целом, так и отдельных строительных конструкций, и их элементов.

Главными задачами конструирования (и компоновки в том числе) полагают решение следующих вопросов:

- определение конфигурации и габаритов сооружения в целом, очертания и габаритов конструкций и их элементов;
- выбор взаимного расположения всех частей здания (стены, подножие и завершение здания, оконные и дверные проемы, перекрытия, балконы и т.д.);
- соединения элементов друг с другом (узлы сопряжения элементов и способы осуществления предусмотренных закреплений);
- выбор материалов для каждой части сооружения или для конструкций.

Основной принцип строительного конструирования можно сформулировать следующим образом: следует выбирать такие материалы, элементы, способы их соединения, которые обеспечивают надежную работу сооружения с

минимальными материальными затратами при возведении и наименьшими затратами при эксплуатации.

Многие века строители возводили здания и сооружения, опираясь на предшествующий опыт, высокое качество работ, на интуицию. Какие-либо инженерные расчеты отсутствовали, поэтому далеко не всегда строителям сопутствовал успех. Многие смелые замыслы терпели неудачи постройки часто разрушались или в процессе возведения, или вскоре после окончания строительства. Подобные аварии обычно воспринимались как наказание свыше (на все Божья воля), а не как следствие технического невежества. Никто не задумывался над тем, почему строительная конструкция может воспринимать нагрузки, почему происходит разрушение.

Две тысячи лет назад римлянин Витрувий сформулировал основные цели строительства польза, прочность, красота. По существу, эти требования справедливы и сегодня. Вместе с тем, необходимо отметить, что и Витрувий, и многие последующие поколения строителей вряд ли могли дать четкое определение прочности. Ответ на этот вопрос найден значительно позже, примерно два века назад.

В настоящее время общеизвестно, что надежность работы и эффективность сооружения или конструкции можно обеспечить, если будут выполнены требования не только прочности, но и жесткости. В подавляющем большинстве случаев жесткость здания или сооружения играет более важную роль, чем прочность. Например, если сечения стен, перекрытий и других частей здания назначать только из условий прочности, то здание будет непригодным к эксплуатации прогибы и перемещения элементов станут настолько большими, что вызовут ощущение постоянной опасности у любого человека. Поэтому особые требования в первую очередь следует предъявлять именно к жесткости здания или конструкции, а затем уже и к их прочности. Иными словами, размеры поперечных сечений элементов и конструкций должны быть такими, чтобы деформации зданий

и сооружений оставались незаметными "на глаз". Такие же требования необходимо предъявлять и к узлам сопряжения элементов.

Интуитивно, это ощущали еще древние строители. Опыт строительства позволил им постепенно отработать многие вопросы обеспечения жесткости зданий, хотя об этом они и не подозревали, поскольку пытались обеспечить прочность сооружений. Медленно, век за веком происходит накопление сведений о правилах возведения зданий и сооружений идет естественный отбор в вопросах конструирования зданий или конструктивных решений. Освященный предшествующим опытом набор рецептов и правил привел к выводу здания и сооружения следует возводить аналогичными ранее построенным. Создание новых или значительно видоизмененных конструктивных решений угрожает крупными - неприятностями вероятность аварии оставалась очень большой.

Вместе с тем многовековой опыт строительства позволил выработать четкие правила конструирования. Когда строители уяснили характер работы зданий, конструкций и их элементов, после создания методов их расчета на прочность и жесткость, появилась возможность разрабатывать; новые конструктивные решения, позволившие перекрывать пролет до 1 км и более.

Благодаря успехам строительной механики оказалось возможным возводить многие грандиозные сооружения (ранее невозможные), которые нынче относят к памятникам строительного искусства. Однако и правила конструирования при этом не утратили своего значения. Напомним утверждение Ф. Леонгардта: «Качественное конструирование для сооружения важнее, чем слишком точный расчет».

Тем не менее, ошибки при конструировании происходят. Чаще всего такие ошибки происходят при переоценке влияния расчета на надежную работу конструкции. Подобные ошибки часто вызваны недостаточной изученностью тех или иных явлений. Вот тогда и происходят аварии.

Любая катастрофа в своей основе имеет два вида причин. Первый вид связан с

причинами, которые можно охарактеризовать как непосредственные механические или технологические факторы: применен новый материал с неизвестными до этих свойств, использовано не встречавшееся конструктивное решение и т.д.

Второй вид причин имеет субъективный характер. Девять из десяти катастроф происходят не по технически сложным причинам, а в результате извечных человеческих пороков. Обычно в технике, и в строительстве в том числе, основным прегрешением является техническая некомпетентность. Как правило, некомпетентность проявляется в виде гордыни, спеси, зависти, жадности, легкомыслия или бездеятельности. В сочетании с техническим невежеством эти "человеческие слабости" приводят к печальным последствиям. Очень часто аварии и гибель людей напрямую зависят от таких "мелочей", как "а я не знал", "вовремя не обеспокоился", "не спросил", "вы же мне не подсказали", "не подумал" и т.д. К сожалению, общество снисходительно относится к подобным "человеческим слабостям".

Как правило, аварии происходят под влиянием совокупности причин. Приведем два примера катастроф, в то время поразивших своими размерами всех.

В 1878 г. торжественно открыли для движения мост через залив Форт-оф-Тей у города Данди на восточном побережье Шотландии. Его протяженность составляла 3155 м, и он был в то время самым длинным мостом в мире. Конструкции моста – стальные фермы и балки трубчатого поперечного сечения поддерживали 86 опор. Каждая опора состояла из массивного фундаментного каменного бака, возвышавшегося на 6 м над уровнем моря, и двух металлических опорных стоек высотой около 20 м. Каждая стойка включала три металлические ветви, объединенные распорками и раскосами в колонну треугольного профиля.

В конце декабря 1879 г. с моря налетел ураган. Вечером пассажирский поезд Эдинбург-Данди въехал на мост. Катастрофа произошла несколько минут спустя. Металлические стойки не выдержали совместного действия двух нагрузок - идущего поезда и ураганного ветра, потеряли устойчивость и вместе с пролетными

строениями и поездом рухнули в морскую пучину. Все находившиеся в поезде люди погибли.

В то время многие свято верили в победу технической мысли над силами природы, поэтому катастрофа моста через Форт-оф-Тей вызвала настоящий шок. Началось скрупулезное выяснение причин катастрофы. Их оказалось несколько.

Одной из причин стали ошибки конструирования. Господствовавшая в те времена взгляд, что главное в конструкции – ее прочность, привел к недооценке вопросов жесткости и как следствие – не вполне правильное конструирование металлических колонн. Следовало увеличить расстояние между ветвями, чтобы обеспечить жесткость опоры даже при действии урагана. А так верх каждой стойки получил недопустимые отклонения от вертикали и под весом идущего поезда произошла потеря устойчивости.

Не последнюю роль сыграли и чисто человеческие "слабости" – желание быстро и дешево построить рекордное сооружение, что отразилось на качестве работ.

Другой пример катастрофы не столь трагичен – никто из людей не пострадал. Но эту аварию следует упомянуть, чтобы понять ошибки конструирования, тем более, что этот пример получил широкую известность во всем мире и стал классическим. Речь идет о разрушении моста Такома Нэрроуз в г. Такома штата Вашингтон на северо-западе США.

Упомянутый мост – подвесной, с длиной главного пролета 840 м. Конструктивные недостатки данного вида мостов обнаружались в одном из первых сооружений такого типа, каким был возведенный инженером Т. Телфордом в 1819 г. цепной мост через пролив Меней в Северном Уэльсе. Вскоре после постройки выяснилось, что главный пролет этого моста длиной 166 м довольно сильно пострадал от вызванных ветром колебаний. Понадобилось более ста лет, чтобы строители осознали реальную опасность ветровых воздействий для конструкций большепролетных подвесных мостов. Окончательное понимание

произошло в 1940 году, когда разрушился мост Такома Нэрроуз.

Этот мост даже при среднем ветре (для той местности) получал размах колебаний такой величины, что местные жители сразу же прозвали его «скачущей Тертой». Вскоре после постройки ветер достиг скорости 70 км/ч далекой от общепринятой ураганной скорости. При этом амплитуда горизонтальных колебаний достигла критической величины, и наступило явление резонанса.

Процесс раскачки моста до его обрушения продолжался почти трое суток. Этот процесс случайно зафиксировала любительская кинокамера. С тех пор пленку показывают практически во всех инженерных институтах, чтобы продемонстрировать ошибки конструирования.

Основной дефект конструкции моста – недостаточная жесткость на действие горизонтальных нагрузок и на восприятие крутящих моментов, о чем свидетельствует столетний опыт эксплуатации мостов данного вида. Лишь после аварии моста Такома Нэрроуз этот опыт учли, и современные подвесные мосты имеют достаточную жесткость, в том числе и на кручение.

Проведенные на моделях исследования позволили изучить природу воздушных завихрений, возникающих попеременно, то с одной, то с другой стороны моста. Давление воздуха становится большим на одной или другой стороне препятствия, что приводит к образованию периодических колебаний давления в потоке.

Если вызванная вихрями частота аэродинамического воздействия совпадает с одной из собственных частот колебаний обтекаемого тела, то может наступить явление, резонанса: амплитуда колебаний в этом теле возрастает до тех пор, пока не наступит разрушение. Именно благодаря такому механизму в бурю ломаются деревья, а вовсе не из-за постоянного давления ветра. То же самое часто происходит и с подвесными мостами. Избежать подобного развития событий удалось путём увеличения жесткости конструкции моста, уменьшения лобового сопротивления и другими мероприятиями.

Процесс конструирования включает решение многих вопросов будущего изделия, таких как соединения одних элементов с другими, расположение усиливающих или распределительных элементов – ребер жесткости, опорных утолщений, накладок и т.д. Из всего многообразия конструктивных решений рассмотрим лишь соединения элементов.

Человек издавна применял те материалы, которые предоставляет ему природа: камень, древесина, кожа, веревки, ткани. Использование в одной конструкции таких разнородных материалов потребовало особой тщательности, как в обработке материалов, так и в способах объединения элементов в одном изделии – строительной конструкции.

В большинстве случаев деревянные конструкции представляют собой совокупность элементов (брусьев, досок и т.д.), соединенных между собой тем или иным способом. Многие века использования древесины позволили выработать различные виды соединений элементов в зависимости от назначения конструкции: фермы, стропила, балки и др. В настоящее время известны четыре основных вида соединений деревянных элементов:

- сращивание, т. е. сопряжение бревен, брусьев и досок впритык по длине (балки);
- наращивание, т. е. сопряжение бревен и брусьев впритык в вертикальном направлении (стойки);
- сплачивание, т.е. соединение бревен, брусьев и досок по всей их длине (стены, полы и др.);
- угловые сопряжения, т.е. соединение бревен, брусьев и досок под различными углами (утлы стен, опорные узлы ферм и др.).

Рассмотрим конструктивные особенности первых двух видов соединений, позволяющих удлинять элементы - сращивание и наращивание. Для соединения сжатых элементов (наращивания) обычно применяют прямые или скошенные накладные замки, скрепленные нагелями (гвоздями из твердых пород древесины),

железными гвоздями или болтами (рис. 4.1, а, б). Иногда применяют врубки со скошенными замками (рис 4.1, в) или парные стальные накладки со стяжными болтами (рис. 4.1, г).

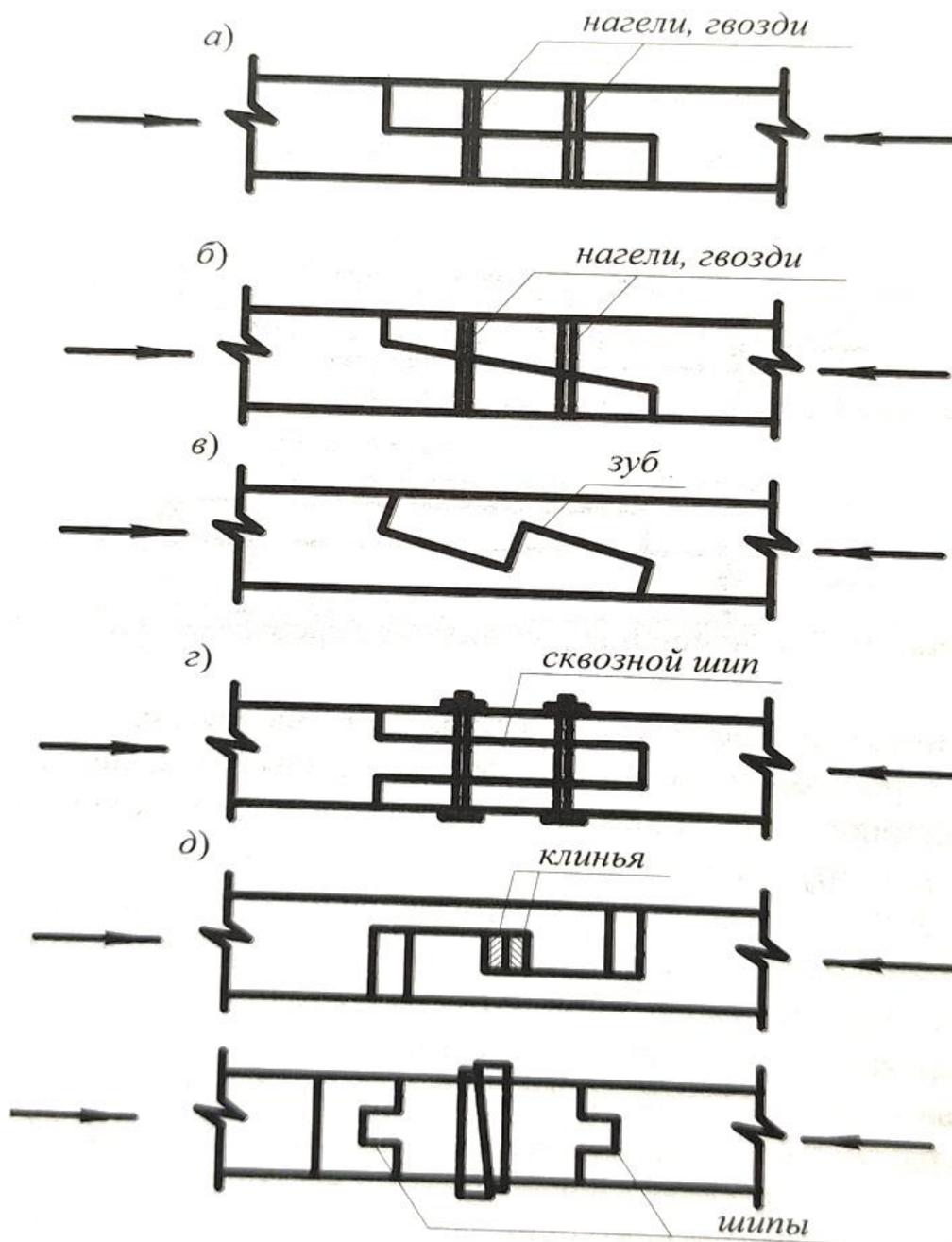


Рис 4.1. Соединения сжатых деревянных элементов

Перечисленные соединения позволяют надежно передавать сжимающие усилия от одного элемента к другому при наращивании стойки или удлинении сжатого пояса фермы. Конечно, эти, соединения могут воспринимать и

растягивающие усилия, но значительно меньшие, чем сжимающие. Чтобы элементы могли воспринимать растягивающие усилия, разработаны специальные соединения: на гвоздях с накладками, на шпонках со стяжными болтами и с накладками, соединения внахлест на гвоздях или на клее (рис. 4.2).

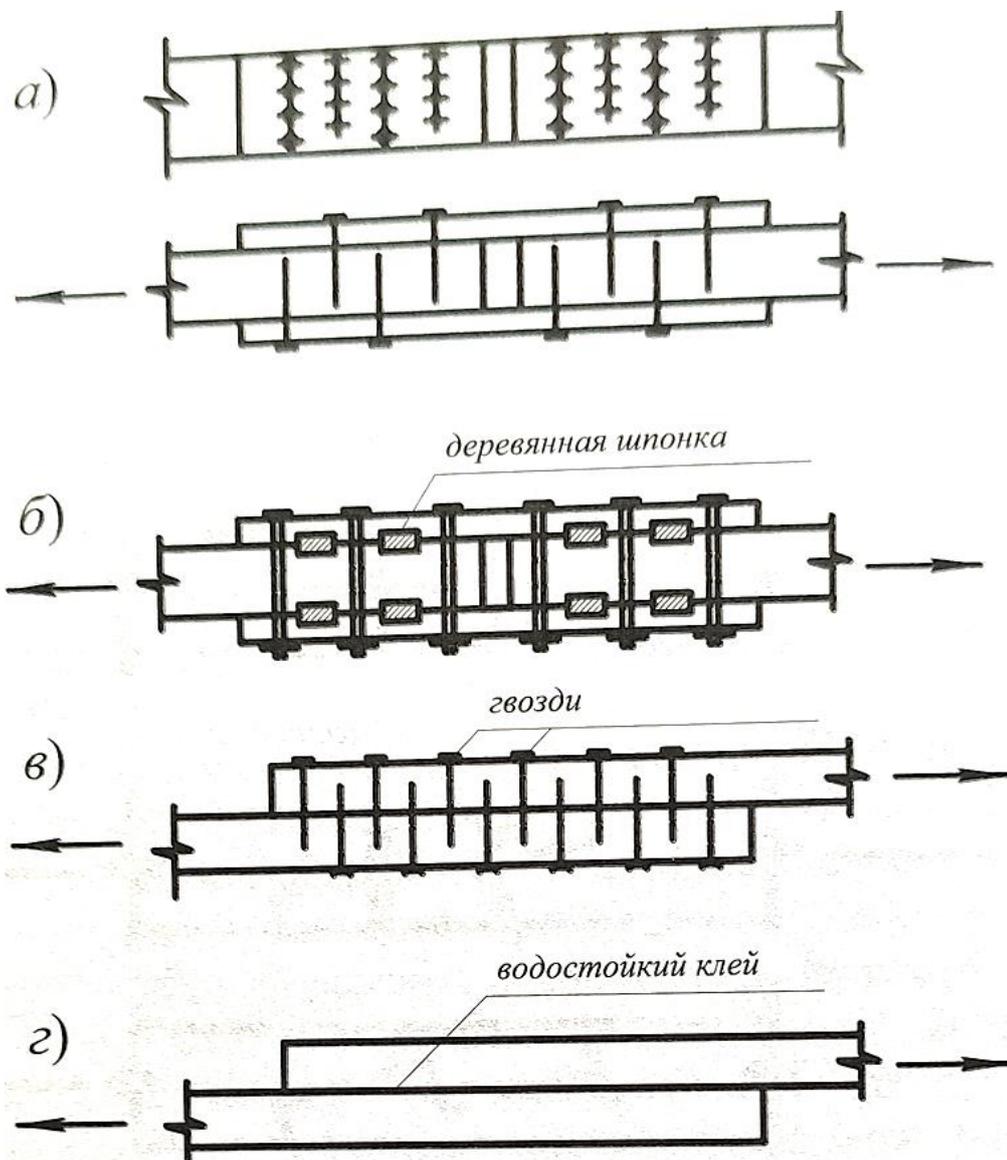


Рис. 4.2. Соединения растянутых деревянных элементов

Здесь представлены лишь некоторые соединения деревянных элементов, наиболее распространенные в практике строительства. Существуют и другие виды соединений - их описание можно найти в учебной литературе по деревянным конструкциям.

Когда 200 лет назад началось применение металла в строительстве, для соединения элементов позаимствовали опыт возведения деревянных конструкций. Так, первый в мире чугунный арочный мост через р. Северн в Англии сооружен аналогично деревянным мостам: все детали моста были отлиты в заводских условиях и смонтированы на месте, причем соединения деталей осуществлены с помощью шипов и клиньев, как в плотницком деле (рис. 4.1, д).

На рис. 4.3 приведены соединения металлических элементов внахлест. И здесь нетрудно увидеть сходство с деревянными конструкциями: гвоздевое соединение стало прообразом заклепочного и болтового соединений, клеевое соединение преобразовано в сварное.

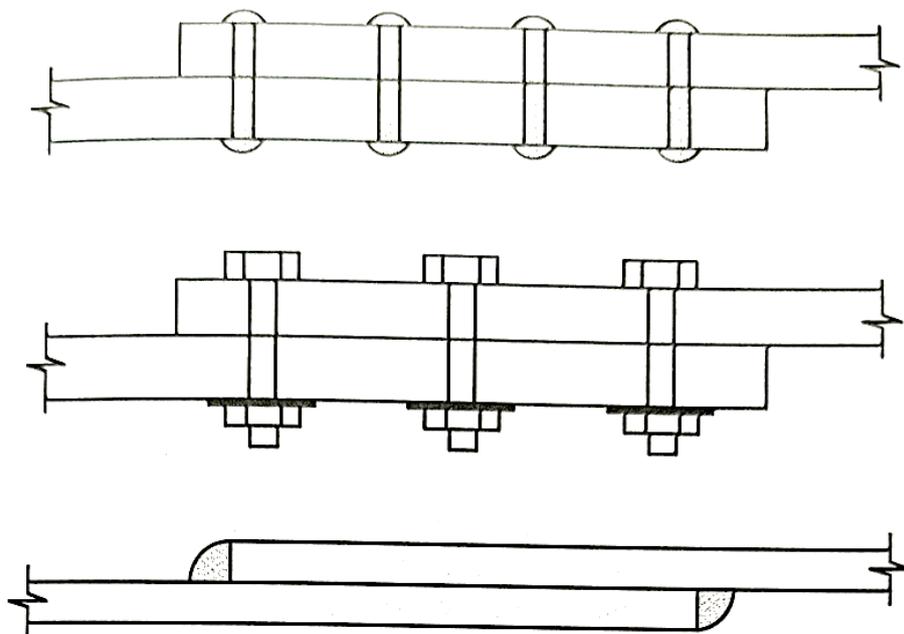


Рис. 4.3 соединения металлических элементов внахлест

Следует отметить, что нахлесточное соединение обладает существенным недостатком - значительной концентрацией напряжений. При этом неважно, какими средствами осуществлено соединение с помощью гвоздей, сварки, болтов или заклепок. Во всех случаях наибольшая интенсивность передачи "нагрузки" сосредоточена на концах соединения (рис. 4.4).

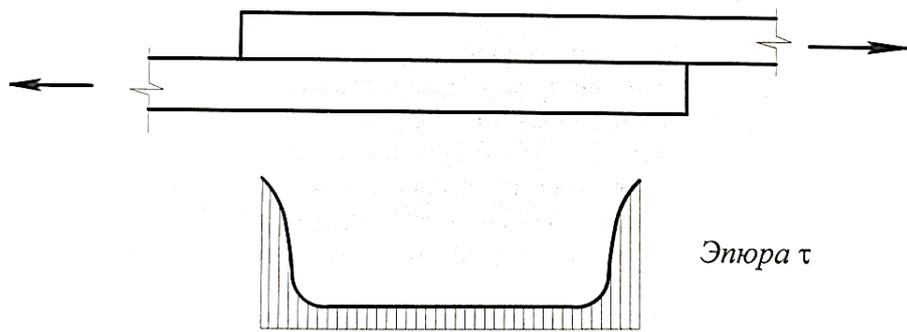


Рис 4.4. Концентрация напряжений в нахлесточном соединении

Подобная концентрация напряжений угрожает разрушением материала. Понимание работы нахлестки позволило создать такие соединения, в которых возникает небольшая концентрация напряжений или же отсутствует вообще. Например, клеевое соединение деревянных брусьев по наклонной плоскости; сварное соединение металлических листов встык, как показано на рис. 4.5.

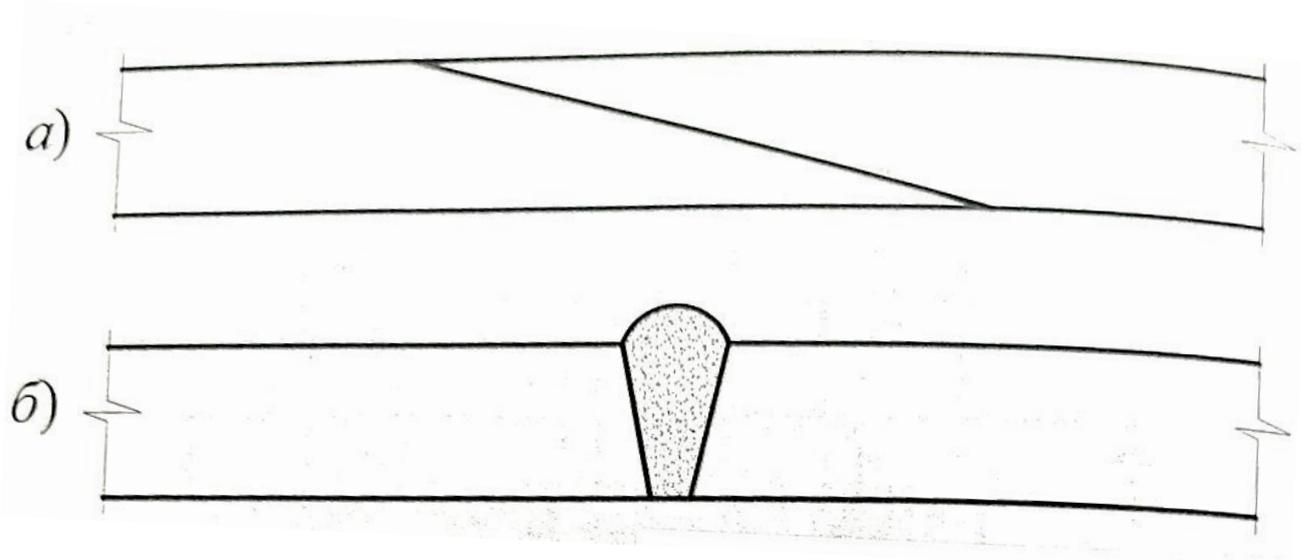


Рис. 4.5. Соединения элементов без концентрации напряжений

Вместе с тем подобные соединения требуют особой тщательности и добросовестности исполнителей, что осуществимо далеко не всегда. Людям свойственно отвлекаться во время работы, уставать от выполнения однообразных операций и т.д. Потребовалось создавать специальную службу контроля; при этом

каждый контролер должен следить за всеми операциями

Выше отмечено, что здесь приведены только отдельные способы соединений и лишь однородных элементов - деревянных с деревянными, или металлических с металлическими. Вместе с тем существует множество других вопросов конструирования, таких как соединение растянутых элементов со сжатыми, узлы сопряжения разнородных элементов - металлических с деревянными, стальной арматуры с бетоном, металлического проката с тросами и др.

Перечисленные вопросы и многие другие в нормативных документах обычно изложены в виде конструктивных требований: каково расположение гвоздей, болтов, заклепок; какими должны быть соотношения между диаметрами гвоздей или болтов и толщиной соединяемых деталей; как размещать арматурные стержни в бетоне и многое другое. Как правило, конструктивные требования отражают предшествующий опыт строительства, обеспечивая тем самым надежную работу здания, сооружения, строительной конструкции.

Напомним, что обе части проектирования (расчет и конструирование) тесно взаимосвязаны. С одной стороны, принимаемые конструктивные решения определяют ту или иную расчетную схему, с другой - расчетные положения диктуют свои требования к конструктивным решениям.

Рассмотрим взаимосвязь расчета и конструирования на примере использования эпюры материалов. Эпюра материалов – графическое изображение прочности сечений вдоль оси элемента в зависимости от расхода материалов (рис. 4.6). Для элемента постоянного сечения и из одного и того же материала прочность в любом сечении будет одинакова, поэтому эпюра материалов здесь имеет вид прямоугольника по всей длине элемента. Если же рассматривать элемент переменного сечения, то соответственно будет меняться и прочность. В этом нетрудно убедиться на примерах центрально сжатых колонн.

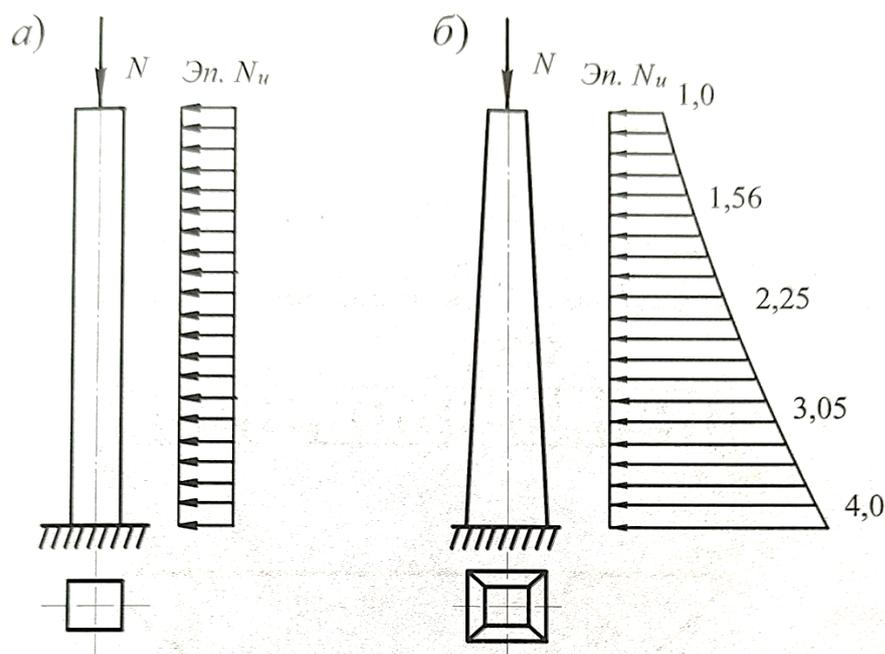


Рис. 4.6. Соединения элементов без концентрации напряжений

Для колонны постоянного сечения эпюра продольных сил как и эпюра материалов – прямоугольник, а для колонны в форме усеченной пирамиды эпюра криволинейна и пропорциональна изменению площадей сечений (рис. 4.6).

Покажем, опуская методики расчета, общий вид эпюр распределения материалов для изгибаемых двутавровых балок (рис. 4.7-4.9). Здесь показаны эпюры изгибающих моментов от внешней нагрузки M_x и наложенные на них эпюры моментов M_{ux} , которые может воспринять запроектированная конструкция с учетом параметров ее материала и характеристик поперечного сечения.

Анализируя рисунок 4.7 можно увидеть что эпюра M_{ux} является огибающей для эпюры M_x . То есть прочность балки в каждом ее сечении больше минимально необходимой для восприятия момента M_x от внешней нагрузки. При этом как видно на эпюре в отдельных местах балка имеет значительные запасы прочности. Поэтому актуальной становится задача поиска рационального конструктивного решения балки, отвечающего минимизации «излишних» запасов прочности. Этого

можно достигнуть путем уменьшения ширины поясных листов балки в приопорных зонах (рис. 4.8) либо путем устройства перфорации в стенке балки (рис. 4.9)

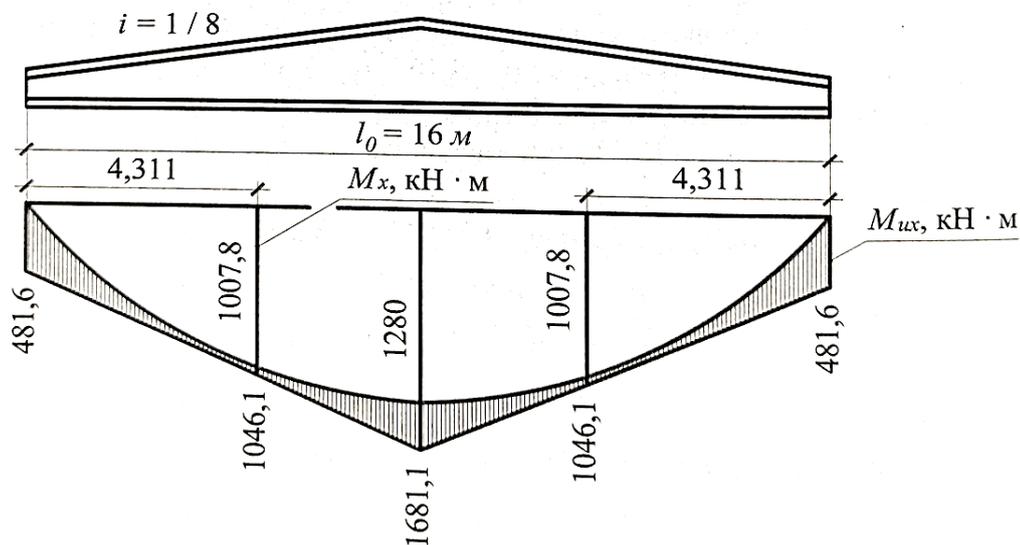


Рис. 4.7. Эпюра моментов M_x и эпюра M_{ux} , отвечающая распределению материалов

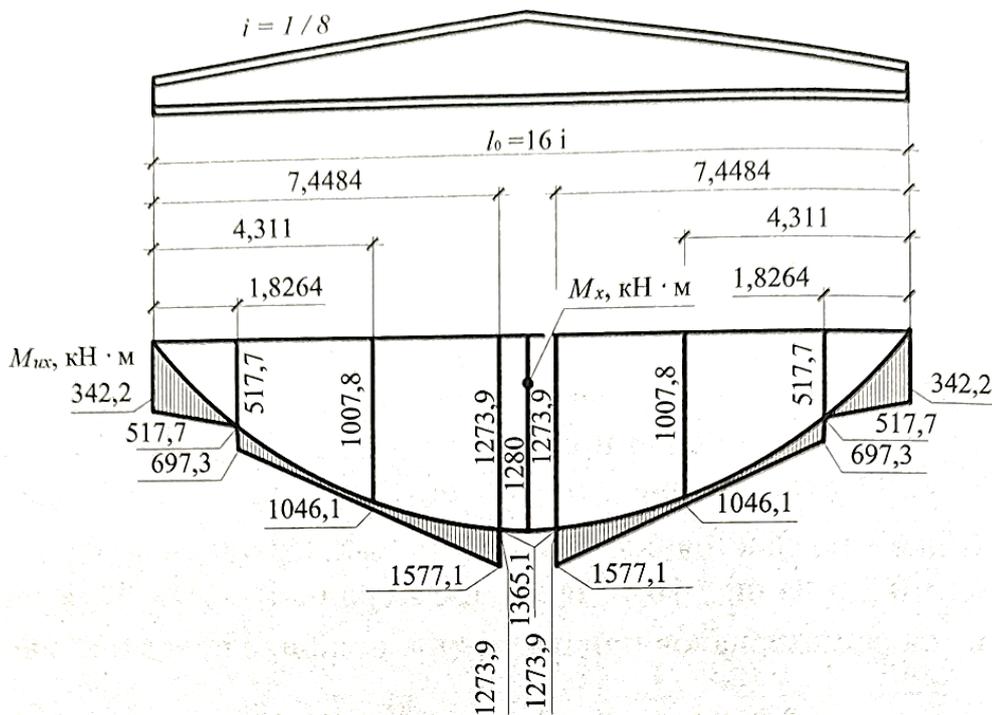


Рис. 4.8. Эпюра моментов M_x и эпюра M_{ux} , отвечающая распределению материалов при изменении ширины поясов балки в приопорной зоне

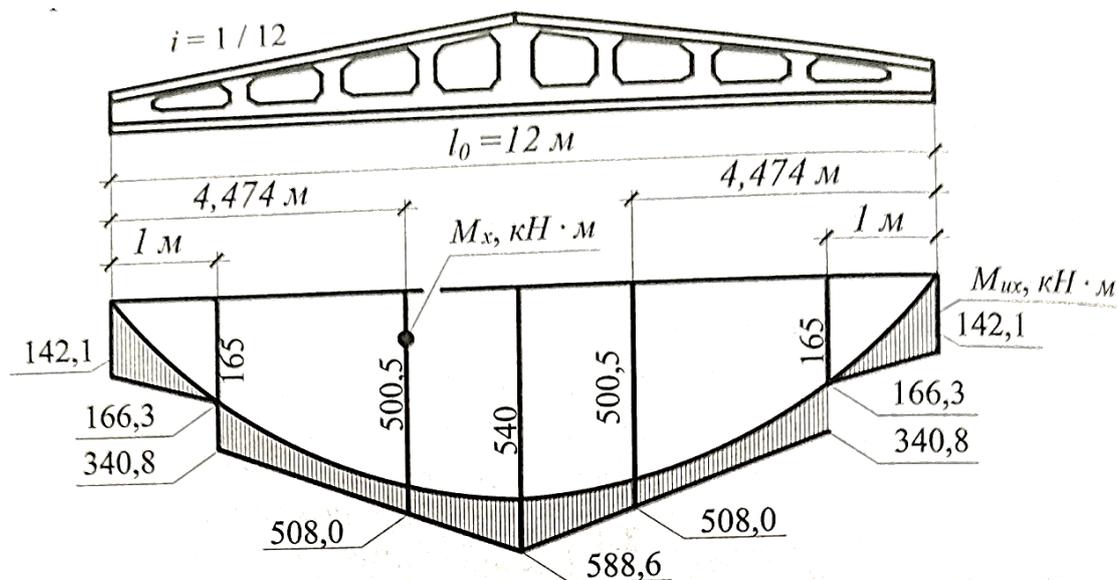


Рис. 4.9. Эпюры моментов M_x и эпюра M_{ix} , отвечающая распределению материалов при перфорации стенки

4.2 Физико-механические характеристики силового сопротивления материалов и их статистическая природа

Прочность любого здания зависит, прежде всего, от прочностных параметров используемых материалов. Одна из важнейших технических задач - изучение прочностных свойств материалов и определение их характеристик, используемых для расчета конструкций.

Прочностные свойства материалов зависят от многих факторов: состава (химического, минералогического, гранулометрического и т. п.), технологии изготовления, однородности структуры, степени контроля качества, вида напряженного состояния, условий испытаний и т.д. Вместе с тем механические свойства материалов в той или иной степени изменчивы даже при неукоснительном соблюдении одних и тех же условий изготовления и испытания.

Следует отметить, что добиться полной стабильности (неизменяемости) какого-либо свойства практически невозможно: при отработанной технологии изготовления уменьшение разброса свойств на 1–2% приводит к существенному

увеличению расходов – в несколько раз. Поэтому изменчивость свойств материалов можно рассматривать как совокупность случайных событий, к которым вполне применимы методы математической статистики и теории вероятности. Эти методы широко применяют при назначении нормируемых параметров, при оценке степени надежности расчетных характеристик и т.п.

Приведем некоторые понятия, используемые при статистической обработке результатов испытаний или измерений.

В процессе изучения свойств материалов или при выборочном контроле на производстве получают совокупность опытных значений прочностного показателя R (предела текучести стали, кубковой прочности бетона, временного сопротивления древесины и т.д.) с целью накопления информации об изучаемом или контролируемом свойстве. Для достоверности такой информации проводят сотни и тысячи испытаний в течение длительного периода времени. Полученную совокупность результатов подвергают статистической обработке.

С целью придания большей наглядности и компактности результаты испытаний подвергают первичной обработке – строят так называемый "статистический ряд". Для этого весь диапазон конкретных результатов разделяют на интервалы или "разряды" и определяют количество значений n_i , которое приходится на каждый i -й разряд.

Затем составляют таблицу, в которой приводят границы интервалов в порядке их возрастания и соответствующие количества n результатов данного интеграла. Такая таблица получила название "статистический ряд". Пример подобного статистического ряда приведен в табл. 4.1.

Графическое построение статистического ряда получило наименование "гистограмма". На графике по оси абсцисс откладывают интервалы прочностного показателя по оси ординат – количество результатов в данном разряде. Пример построения гистограммы представлен на рис. 4.10.

Статистический ряд кубиковой прочности бетона

Границы интервалов кубиковой прочности бетона, МПа	Количество образцов, п.
29,5-30,5	1
30,5-31,5	2
31,5-32,5	4
32,5-33,5	7
33,5-34,5	9
34,5-35,5	13
35,5-36,5	18
36,5-37,5	23
37,5-38,5	31
38,5-39,5	38
39,5-40,5	48
40,5-41,5	45
41,5-42,5	39
42,5-43,5	30
43,5-44,5	26
44,5-45,5	19
45,5-46,5	13
46,5-47,5	11
47,5-48,5	7
48,5-49,5	4
49,5-50,5	2
Всего образцов $n = \sum n_i$	390

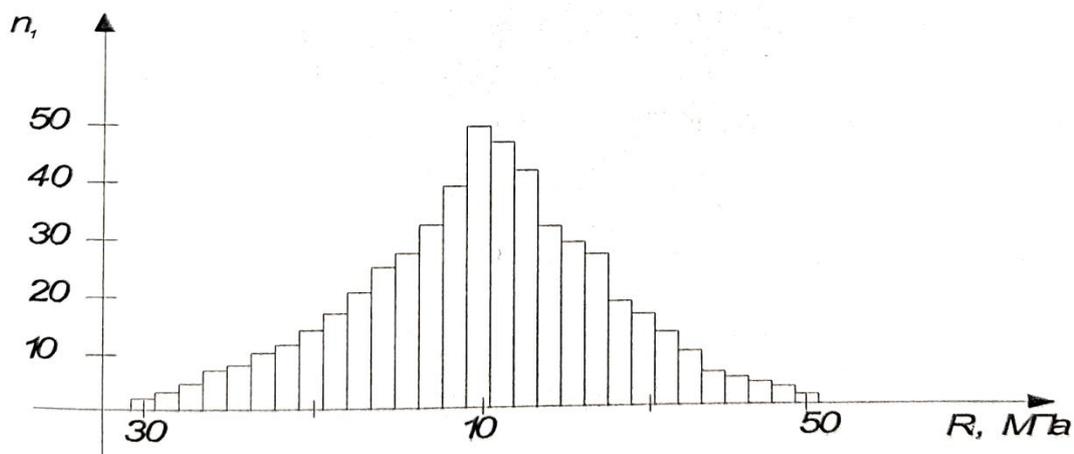


Рис. 4.10. Гистограмма кубиковой прочности бетона

Площадь гистограммы представляет собой общее количество результатов и в определенной шкале. Гистограмма дает четкую картину разброса результатов или (что более точно) распределения данного прочностного показателя.

Если количество испытанных образцов или результатов испытаний* достаточно велико (порядка десятков тысяч результатов), то гистограмма может принимать вид непрерывной кривой распределения. Для ее описания чаще всего используют закон нормального распределения или кривую распределения Гаусса. Закон нормального распределения весьма объективно отражает действительное распределение прочностей и очень полезен при изучении прочностных характеристик материалов.

Уравнение кривой распределения Гаусса имеет вид

$$n_i = \frac{n \cdot \Delta R_i}{\sigma \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{R_i - R_m}{2a^2} \right], \quad (4.1)$$

n – общее количество результатов; n_i – количество результатов в интервале ΔR_i ; R_m – среднее значение прочностного показателя (среднее арифметическое по всем испытанным образцам); σ – среднее квадратическое отклонение, a – параметр распределения; R_i – наблюдаемое значение расчетного сопротивления.

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum n_i (R_i - R_m)^2}{n - 1}}, \quad (4.2)$$

Кривая нормального распределения представлена на рис. 4.11. Она симметрична относительно среднего R_m и бесконечна к плюсу и к минусу. Площадь под кривой между определенными значениями прочности, измеряемыми стандартными отклонениями σ , как и на гистограмме, представляет собой количество результатов, разместившихся в данном интервале. Так, интервал прочности $R_m \pm \sigma$ включает 68,26% всех результатов испытаний, интервал $R_m \pm 2\sigma$ - 95,44%, а интервал $R_m \pm 3\sigma$ - 99,72% всего объема испытаний.

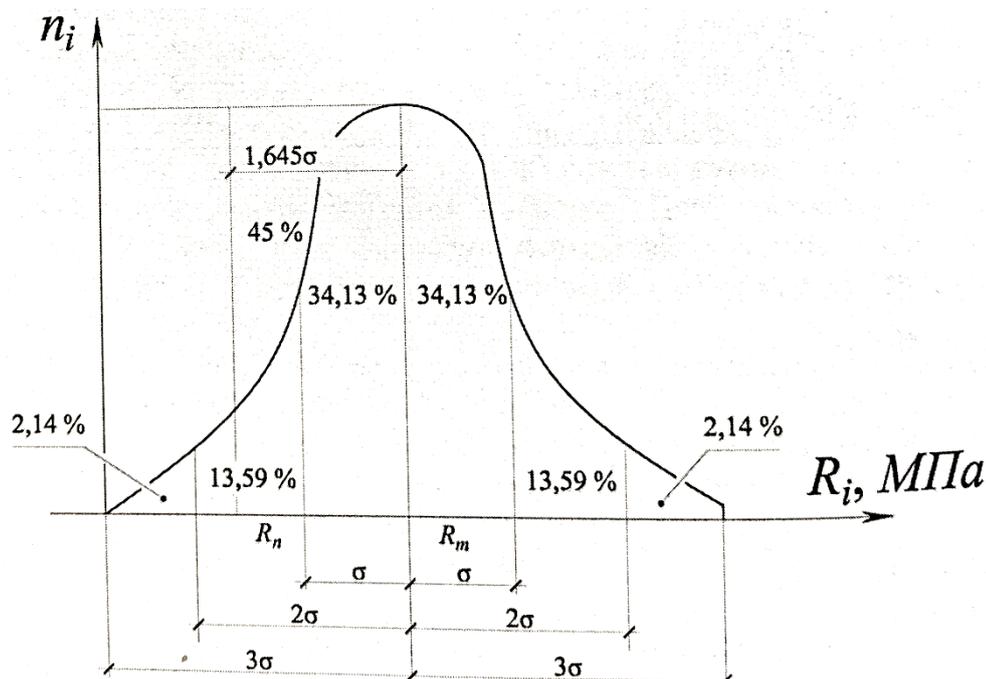


Рис. 4.11. Кривая нормального распределения

Во многих случаях необходимо знать количество стандартов χ , при котором интервал $R_m \pm \chi \sigma$ содержит 90% результатов. Такому объему результатов соответствует $\chi = 1,645$. Следует отметить, что за пределами указанных 90% остаются как более высокие значения прочности, так и более низкие. Очевидно, что и те, и другие составляют по 5%, обычно при нормировании прочностных характеристик принимают во внимание только те значения R_i , которые расположены ниже границы, соответствующей прочности $(R - \chi \sigma)$. Поэтому при необходимости учета 95% всех результатов, включающих значения не ниже величины $(R - \chi \sigma)$ в нормах проектирования широко используют число стандартов $\chi = 1,645$ или его округленное значение (1,64 или 1,65). В таких случаях говорят, что обеспеченность данного показателя составляет 0,95 или 95%.

Рассматривая прочностные свойства материалов, считают событие практически невероятным, если оно происходит три раза и реже на тысячу случаев. Поэтому величина

$$R_{\min} = R_m \cdot 3\sigma \quad (4.3)$$

представляет собой практически возможный предел снижения прочностного параметра. Вместо стандартного отклонения σ часто используют его относительную величину – коэффициент вариации (коэффициент изменчивости)

$$v = \frac{\sigma}{R_m} \quad (4.4)$$

В качестве нормируемых прочностных характеристик материалов приняты нормативные и расчетные сопротивления. Нормативное сопротивление материала – предельное (минимально допустимое) напряжение, которое воспринимает данный материал, обеспеченность ю 95%.

Расчетное сопротивление материала – предельное (минимально допустимое) напряжение, которое выдерживает данный материал обеспеченностью 99,7% (при расчете по предельным состояниям первой группы) или 95% (при расчете по предельным состояниям второй группы),

Для перехода от нормативных к расчетным сопротивлениям нормы проектирования вводят коэффициенты надежности по материалу γ_m как отношение нормативного сопротивления R_n к расчетному R . С другой стороны, выразив величины R_n , и R через среднюю прочность получим зависимость для вычисления коэффициента γ_m :

$$\gamma_m = \frac{1 - 1,645v}{1 - 3v} \quad (4.5)$$

Следовательно, коэффициент надежности по материалу зависит от коэффициента вариации v . В табл. 4.2 приведены значения коэффициентов γ_m , как функции коэффициента v .

Из теории вероятности известно, что в зависимости от степени изменчивости свойств кривая распределения может принимать различный вид материалы с

высокой стабильностью свойств обладают малой изменчивостью и для них кривая распределения - крутая и высокая; материалы с менее стабильными свойствами имеют повышенные значения коэффициента изменчивости ν , а кривая распределения будет пологой и низкой (рис. 4.12).

Таблица 4.2

Влияние коэффициента вариации на коэффициент надежности по материалу

Коэффициент вариации, ν	Коэффициент надежности по материалу, γ_m	Коэффициент вариации, ν	Коэффициент надежности по материалу, γ_m
0,01	1,014	0,10	1,194
0,0175	1,025	0,12	1,254
0,03	1,045	0,135	1,307
0,04	1,062	0,15	1,370
0,05	1,080	0,18	1,530
0,06	1,099	0,20	1,678
0,07	1,120	0,15	2355
0,08	1,143	0,30	5,065

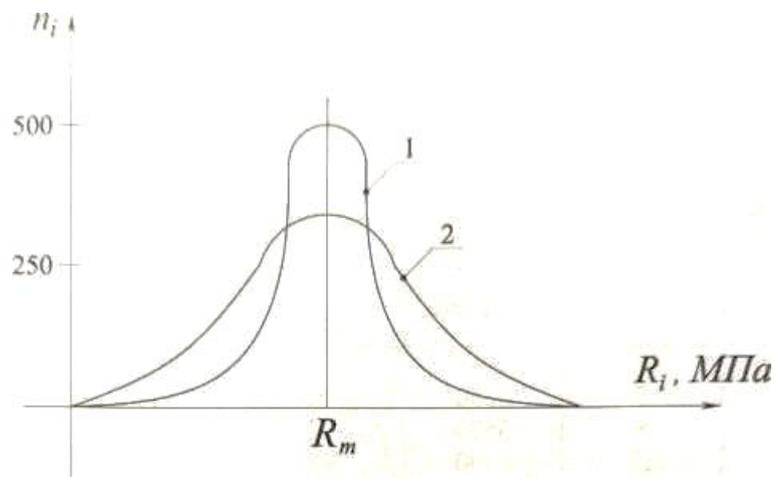


Рис. 4.12. Кривые нормального распределения прочности материала:
 1 - для материала с высокой стабильностью свойств;
 2 - для материала с менее стабильными свойствами

Стабильность прочностных параметров зависит от многих факторов; одним из

важнейших является степень контроля по технологическим переделам. Опытным путем установлена взаимосвязь между степенью контроля и изменчивостью кубиковой прочности обычного тяжелого бетона (табл. 4.3).

Таблица 4.3

Значения коэффициентов вариации прочности бетона при различной степени контроля (по Уокеру)

Степень контроля	Коэффициент Вариации v , %
1. Сверхотличная, достижимая только в хорошо контролируемых лабораторных испытаниях НИИ	5
2. Отличная, достигаемая в контрольных испытаниях НИИ	10
3. Отличная в производственных условиях	12
4. Хорошая в производственных условиях	15
5. Удовлетворительная в производственных условиях	18
6. Не в полнее удовлетворительная	20
7. Плохая	25

В производственных условиях желательно достигать отличной степени контроля, во всяком случае – не ниже хорошей, иначе при одних и тех же расходах материалов возрастает разброс показателей прочности и как следствие – снижение нормативных и расчетных сопротивлений бетона. В связи с этим для бетона в нормах принят коэффициент вариации, средний между отличной и хорошей степенями контроля, т.е. $v = 0,135$. Соответственно коэффициент надежности по бетону при сжатии γ_{bc} принят равным 1,3.

Для металла однородность структуры и стабильность прочностных показателей значительно выше, чем для бетона. Коэффициенты вариаций предела текучести колеблются от 0,017 до 0,1 в зависимости от марок стали. Поэтому и коэффициенты надежности по металлу изменяются от 1,025 до 1,05 для наиболее распространенных марок стали и от 1,1 до 1,15 – для сталей повышенной прочности.

Аналогичное положение и для арматурных сталей: коэффициенты надежности по арматуре приняты равными от 1,05 до 1,1 для менее прочных сталей и от 1,15 до 1,2 - для высокопрочных сталей. Для древесины (пиломатериалов) коэффициенты надежности по материалу принимают равными от 1,11 до 1,6 в зависимости от различных факторов.

На конкретном примере рассмотрим методику статистической обработки результатов испытаний, а также определения нормативных и расчетных сопротивлений материала.

При изготовлении проката из металла производят выборочный контроль предела текучести стали, Статистический ряд результатов испытаний представлен в табл. 9.4. Каждая строка этой таблицы содержит интервал значений пределов текучести $R_{im} \pm 5\text{МПа}$, а также количество результатов в i -том интервале n_i . По каждому интервалу приведены результаты вычислений: произведений $n_i R_{im}$ отклонений $R_{im} - R_i$, величин $n_i (R_{im} - R_i)^2$, а также вычисленные по формуле (4.1) теоретические значения количества n_i для кривой распределения Гаусса с целью сопоставления с фактическими n_i . Далее произведено суммирование по всем интервалам.

Таблица 4.4

Результаты статической обработки испытаний предела текучести стали

R_{im}	n_i	$n_i R_{im}$	$R_{im} - R_i$	$n_i (R_{im} - R_i)^2$	Теоретич. n_i
1	2	3	4	5	6
420	2	840	-71	10082	1,9
430	5	2150	-61	18605	4,0
440	8	3520	-51	20808	7,0
450	15	6750	-41	25215	13,0

Продолжение таблицы 4.4

1	2	3	4	5	6
460	19	8740	-31	18259	19,7
470	26	12220	-21	11466	26,6
480	29	13920	-11	3509	32,0
490	38	18620	-1	38	34,0
500	32	16000	9	2592	32,8
10	25	12750	19	9025	27,9
520	21	10920	29	17661	21,1
530	16	8480	39	24336	14,2
540	8	4320	49	19208	8,6
550	6	3300	59	20886	4,6
560	2	1120	69	9522	2,2
570	1	570	79	6241	0,9
Σ	253	124200	(+64)	217453	-

По результатам указанных вычислений определяем: общее количество результатов испытаний $n = 253$; среднее значение предела текучести стали

$$R_m = \frac{\sum n_i R_{im}}{n} = \frac{124200}{253} = 491 \text{ МПа} \quad (4.6)$$

- среднее квадратичное отклонение

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum n_i (R_i - R_m)^2}{n - 1}} = \frac{217453}{253 - 1} = 29,4 \text{ МПа}, \quad (4.7)$$

- коэффициент вариации

$$\nu = \frac{\sigma}{R_m} = \frac{29,4}{491} = 0,06 \quad (4.8)$$

- коэффициент надежности по материалу

$$\gamma_m = \frac{1 - 1,645\nu}{1 - 3\nu} = \frac{1 - 1,645 \cdot 0,06}{1 - 3 \cdot 0,06} = 1,1 \quad (4.9)$$

нормативное сопротивление по пределу текучести и расчетное сопротивление для второй группы предельных состояний ($\chi = 1,645$).

$$R_{yn} = R_{y,ser} = R_m(1 - \chi\nu) = 491(1 - 1,645 \cdot 0,06) = 442,5 \text{ МПа} \quad (4.10)$$

расчетное сопротивление для первой группы предельных состояний ($\chi = 1,645$)

$$R_y = R_m(1 - \chi\nu) = 491(1 - 3 \cdot 0,06) = 402,6 \text{ МПа} \quad (4.12)$$

На рис. 4.13 приведены экспериментальная и теоретическая кривые для заданного статистического ряда предела текучести стали.

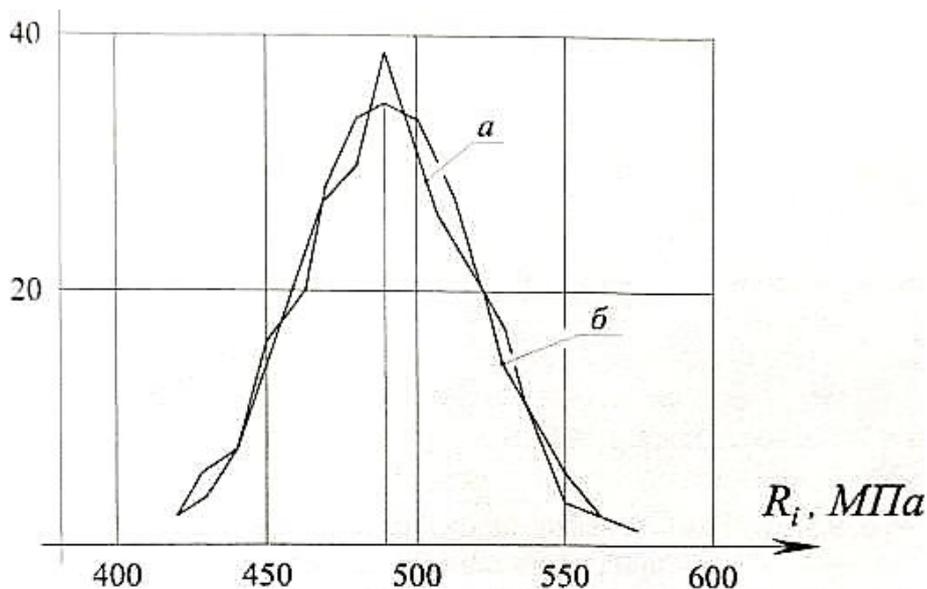


Рис. 4.13 Кривая распределения предела текучести для стали марки 16Г2АФ:
а - экспериментальная; б- теоретическая

Сопоставляя полученные результаты со справочными данными, приходим к выводу, что рассматриваемый материал соответствует стали марки 16Г2АФ, для которой установлено $R_{yn} = 440 \text{ МПа}$ и $R_y = 400 \text{ МПа}$

Очевидно, что для расчета конструкций по предельным состояниям второй группы коэффициент надежности по материалу принимают равным единице. Иными словами для этой группы расчетное сопротивление материала численно

равно величине его нормативного сопротивления. Однако по смыслу, по определению эти два сопротивления не тождественны друг другу: расчетное сопротивление всегда равно произведению нормативного сопротивления на коэффициент надежности материалу.

Необходимо подчеркнуть, что нормативное сопротивление прочностной характеристики можно установить только в том случае, когда по данной характеристике материала производят приемочный контроль или сортировку. Для каждого конкретного материала таких характеристик не так уж и много.

Так для стального проката осуществляют приемочный контроль предела текучести (физического или условного) при растяжении и временного сопротивления – при разрыве. Поскольку при сжатии диаграмма деформирования стали существенно отличается от диаграммы при растяжении (рис. 9.5), то для сжатых образцов с уверенностью можно говорить о пределе текучести; величину временного сопротивления при сжатии установить практически невозможно.

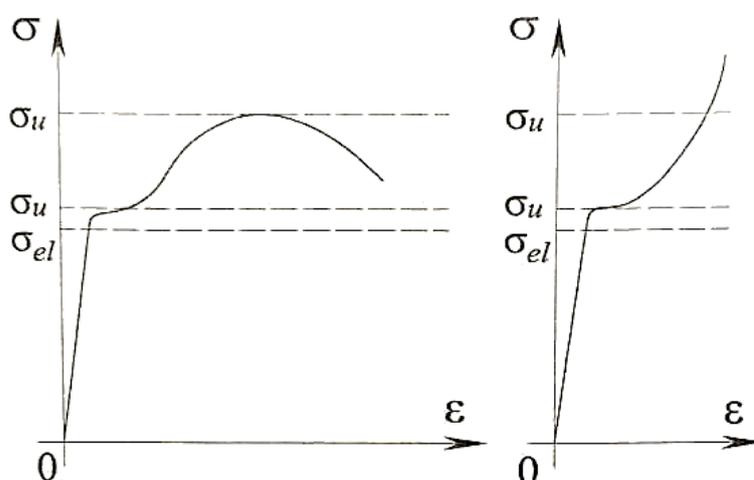


Рис. 4.14. Диаграммы деформирования малоуглеродистой стали: при растяжении (слева); при сжатии (справа)

Для каменных материалов, таких как бетон, раствор, природные или искусственные камни, основной прочностной характеристикой установлена прочность при сжатии призматических образцов (призменная или кубиковая прочность), контролируемая в соответствии с требованиями государственных

стандартов.

Таким образом, нормативные и расчетные сопротивления для определенного материала установлены лишь по ограниченному количеству напряженных состояний. Ниже приведен их перечень для основных конструкционных строительных материалов.

Стальной прокат. Нормативные сопротивления растяжению, сжатию и изгибу R_{yn} , установлены по пределу текучести, и аналогичные нормативные сопротивления R_{un} – по временному сопротивлению. Указанным нормативным сопротивлениям соответствуют основные расчетные сопротивления:

$$R_y = R_{yn} / \gamma_s, R_u = R_{un} / \gamma_s \quad (4.13)$$

Кроме основных нормы проектирования устанавливают несколько производных расчетных сопротивлений, функционально связанных с основными: расчетное сопротивление сдвигу $R_s = R_y$;

- расчетное сопротивление смятию торцевой поверхности (при наличии пригонки) $R_p = R_n$;

- расчетное сопротивление местному смятию в цилиндрических шарнирах (цапфах) при плотном касании $R_{ln} = 0,5R_u$;

- расчетное сопротивление диаметральному сжатию катков (при свободном касании в конструкциях с ограниченной подвижностью) $R_{lp} = 0,25R_u$

расчетное сопротивление растяжению в направлении толщины проката $R_{th} = 0,5R_y$.

Для сварных и болтовых соединений элементов стальных конструкций установлены свои специфические расчетные сопротивления, по различным напряженным состояниям – растяжению, сжатию, изгибу, срезу, сдвигу и смятию. Предусмотрены также расчетные сопротивления растяжению для высокопрочных болтов, высокопрочной стальной проволоки и стальных канатов.

Алюминиевый прокат. Здесь в основном установлены такие же нормативные и расчетные сопротивления, как и для стального проката.

Железобетон. Поскольку железобетон состоит из таких различных по своим свойствам материалов, как бетон и стальная арматура, оба они имеют собственные нормативные и расчетные сопротивления в соответствии с их свойствами и назначением в конструкциях.

Для бетона установлены нормативные сопротивления осевому сжатию призм стандартных размеров (призменная прочность) R_{bn} и осевому растяжению R_{bln} , а также расчетные сопротивления для тех же видов напряженного состояния

$$R_b = R_{bn} / \gamma_{bc}, R_{bl} = R_{bln} / \gamma_{bcn} \quad (4.14)$$

где γ_{bc} и γ_{bcn} – коэффициенты надежности по бетону соответственно при сжатии и растяжении.

Для стальной арматуры за нормативное сопротивление растяжению R_{sn} принято наименьшее контролируемое значение предела текучести, физического σ_y или условного $\sigma_{0.2}$, равного значению напряжений, соответствующих остаточному относительному удлинению 0,2%; здесь использована та же методика, что и для стального проката. Расчетные сопротивления определяют по общепринятым правилам:

$$R_s = R_{sn} / \gamma_s \quad (4.15)$$

Расчетное сопротивление арматуры сжатию ограничено величиной предельной сжимаемости бетона, т.е.

$$R_{sc} = R_s, \text{ но } R_{sc} \leq 400 \text{ МПа} \quad (4.16)$$

Для поперечной арматуры расчетное сопротивление R_{sw} учитывает неравномерность распределения напряжений по длине рассматриваемого наклонного сечения:

$$R_{sw} = 0,8R_s \quad (4.17)$$

Древесина. В связи с явно выраженной анизотропностью для древесины установлены различные значения нормативных и расчетных сопротивлений и зависимости от направления действия усилий - вдоль волокон или поперек, Для направления вдоль волокон установлены нормативные и расчетные сопротивления растяжению, сжатию, изгибу и скалыванию при изгибе; поперек волокон - растяжению, сжатию и смятию.

Кроме цельной древесины (круглый лес, пиломатериалы) в строительных конструкциях применяют клееные элементы, листовую многослойную фанеру, древесно-стружечные и древесно-волокнистые плиты, характеристики которых зависят от композиции "древесина + клей". Для таких композитных материалов по их временным сопротивлениям R_{um} , предусмотрены свои нормативные и расчетные сопротивления.

Каменная кладка. Кладка состоит из камней в виде керамического или силикатного кирпича, бетонных или природных каменных блоков и др., швы между которыми заполнены строительным раствором, поэтому прочность кладки - величина интегральная, зависящая от свойств составляющих кладку материалов.

Государственные стандарты не регламентируют для кладки контроля ее прочности, следовательно, для определения нормативных сопротивлений кладки нет достоверных статистических данных. Расчетное сопротивление для кладки определено иным способом, чем остальных конструктивных строительных материалов.

Основная прочностная характеристика каменной кладки – предел прочности ее на сжатие. Средний предел прочности кладки вычисляют по формуле Л.И. Онищика, предложенной еще в 1939 г. на основании анализа многочисленных экспериментальных исследований:

$$R_{um} = AR_1 \left(1 - \frac{a}{b + 0,5R_2 / R_1} \right) \quad (4.18)$$

где R_1 - предел прочности камня при сжатии, МПа; R_2 - предел прочности раствора (кубиковая прочность), МПа; A - конструктивный коэффициент, характеризующий максимально возможную прочность кладки при "сверхпрочном" растворе.

$$A = \frac{10 + R_1}{10m + nR_1}, \quad (4.19)$$

m, n - безразмерные эмпирические коэффициенты. Условное нормативное сопротивление кладки сжатию определяют по зависимости:

$$R_n = R_{um} (1 - \nu / 2) = 0,7R_{um} \quad (4.20)$$

где коэффициент вариации ν принят равным 0,15 при этом обеспеченность величины R_n составляет 0,98.

Коэффициент надежности по материалу для каменной кладки принят равным 1,4, поэтому расчетное сопротивление кладки сжатию

$$R = R_n / \gamma_m = 0,5R_{um}, \quad (4.21)$$

Для других видов напряженного состояния предусмотрены производные расчетные сопротивления: осевому растяжению, при изгибе, срезе. Эти сопротивления функционально зависят от параметров сцепления раствора с камнем.

Таким образом, в основе определения нормативных и расчетных сопротивлений лежат результаты стандартных испытаний, в процессе контроля качества или отбраковки материалов. Необходимо отметить, что государственные стандарты требуют определять прочностные характеристики материалов при строго определенных условиях: регламентированы размеры испытываемых образцов, скорость нагружения, температурно-влажностные условия и другие параметры.

Такие требования позволяют получать сопоставимые результаты испытаний, поэтому они приняты во всем мире. Вместе с тем, очевидно, что реальные конструкции работают в самых разнообразных условиях, иногда значительно отличающихся от установленных стандартами.

Например, стандарт требует определять кубиковую прочность бетона при следующих условиях (в дальнейшем будем называть их стандартными):

- образцы - кубики с размерами сторон 150x150x150 мм;
- возраст бетона – 28 суток;
- условия твердения - температура 20 ± 2 С и относительная влажность среды не менее 90%;
- условия испытания – центральное сжатие при скорости нагружения 0,5 МПа/с.

Любые отклонения от стандартных условий приводят как к увеличению, так и к уменьшению прочностных показателей. На примере прочности бетона рассмотрим влияние подобных отклонений.

Размеры образцов. Испытания показали, что с уменьшением размеров кубиков прочность бетона возрастает (при всех прочих равных условиях), таблица 4.5

Таблица 4.5

Характеристики прочности бетона

Размер стороны кубика, мм	Относительная прочность R_i / R_{150}
100	1,1
150	1,0
200	0,93
300	0,89

Аналогичное явление отмечено и при изменении только высоты прямоугольной призмы (размеры в плане одинаковы), таблица 4.6:

Таблица 4.6

Характеристики прочности бетона

Отношение размеров h/b	Относительная прочность R_h / R_k
0,5	1,2
1	1,0
2	0,9
3	0,8
4	0,76
6	0,7
7,5	0,68

Возраст бетона. Под возрастом бетона подразумевают прошедшее с момента укладки бетонной смеси до начала испытания, таблица 4.7:

Таблица 4.7

Характеристики прочности бетона

Возраст бетона, t	Относительная прочность R_t / R_{28}
3 суток	0,40
7 суток.	0,65
28 суток	1,00
3 месяца	1,20
1 год	1,35
5 лет	1,75

Процесс твердения растворной составляющей бетона протекает многие годы с затухающей скоростью, и все это время прочность бетона возрастает (при остальных стандартных условиях):

Условия твердения. Изменение температуры окружающей среды ускоряет или замедляет процесс твердения бетона, таблица 4.8:

Таблица 4.8

Характеристики прочности бетона

Температура среды, T	Относительная прочность R_T / R_{20}
4	0,7
10	0,85
20	1,00
30	1,15
40	1,25

Свое влияние оказывает и влажность среды. Влажная среда способствует нарастанию прочности бетона в течение многих лет, а в сухой среде рост прочности может прекратиться через два - три месяца.

Скорость нагружения. Прочность бетона связана с наличием внутренних деструктивных процессов, которые протекают с определенной скоростью. Чем выше скорость нагружения, тем больше прочность бетона, таблица 4.9:

Таблица 4.9

Характеристики прочности бетона

Скорость, $МПа/с$	Относительная прочность $R_V / R_{0,5}$
0,000001	0,8
0,001	0,9
0,1	0,96
0,5	1,00
10	1,15
100	1,25

Аналогичные явления можно наблюдать и в древесине. Так, для характеристик длительной прочности древесины нагрузку, действующую длительное время по любому закону, заменяют действием постоянной на грузки в течение определенного, приведенного времени t_{red} . Установлено, что прочность

древесины существенно зависит от продолжительности действия нагрузок (таблица 4.10).

Таблица 4.10

Характеристики прочности древесины

Время t_{red}	Относительная прочность R_{ired} / R_s
0,000001 сек	1,35
0,1 сек	1,1
5 сек	1,0
1 мин	0,92
1,5 часа	0,8
2-3 месяца	0,66
20-30 лет	0,53

На свойства материалов оказывают влияние и другие факторы, такие как многократное действие нагрузки (усталостные явления), влияние агрессивной среды, биологические воздействия и т.п. Кроме того, на конструкции может оказывать влияние несоответствие принятой расчетной модели реальным условиям работы элементов. Эти и подобные явления необходимо учитывать при проектировании конструкций. Как уже отмечалось ранее, для учета таких явлений введена система коэффициентов условий работы γ_c обычно применяют в качестве множителя при определении расчетных сопротивлений материалов. Коэффициенты γ_c применяют обычно в качестве множителя при определении расчетных сопротивлений материалов.

$$R = \frac{R_n \gamma_c}{\gamma_m}, \quad (4.22)$$

Для стальных конструкций установлена группа конструктивных коэффициентов условий работы γ_c , учитывающих упрощенность расчетных схем и другие факторы, и группа коэффициентов условий работы соединения γ_{c1} ,

учитываемых при определении расчетных сопротивлений болтовых соединений.

Для алюминиевых конструкций, кроме конструктивных коэффициентов γ_c , введен также температурный коэффициент условий работы, γ_{c2} отражающий влияние повышенной температуры (от 51 до 100° С) на изменение свойств алюминия.

Для железобетонных конструкций предусмотрены две группы коэффициентов условий работы – для бетона γ_{bi} и для арматуры γ_{si} . Эти коэффициенты учитывают влияние многократно повторяющихся нагрузок, попеременного замораживания и оттаивания, солнечной радиации и других явлений. Кроме того, для арматуры с помощью этих коэффициентов учитывают влияние сварных соединений, анкеровку арматуры в бетоне и т.п.

Для деревянных конструкций приняты коэффициенты условий работы, учитывающие влияние длительности действия нагрузок, наличие пороков древесины, размеры поперечного сечения, температуру и влажность среды, начальные напряжения и т.п.

4.3. Армирование железобетонных конструкций: назначение, виды, расположение арматуры.

Арматура – это стальные или неметаллические стержни и металлическая проволока различной формы (круглые, периодического профиля), канаты, сетки, каркасы (плоские и объемные), являющиеся составной частью железобетонных конструктивных элементов. Требования к арматуре обусловлены необходимостью совместной ее работы с бетоном. В связи с этим арматура должна обладать хорошим сцеплением с бетоном, иметь необходимые показатели механической прочности и технологических свойств. Основные виды арматурной стали,

применяемой в строительстве, определены СП 63.13330.2018 «Бетонные и железобетонные конструкции»

Арматура классифицируется по ряду признаков:

- по назначению,
- ориентации в конструкции,
- условиям применения,
- по виду поставляемой арматурной стали

По назначению арматура подразделяется на: рабочую, конструктивную, распределительную, монтажную, анкерную (закладные детали). *Рабочая арматура* служит для восприятия расчетных усилий, возникающих от внешних нагрузок и силы тяжести конструкции. Она может быть напрягаемой и ненапрягаемой.

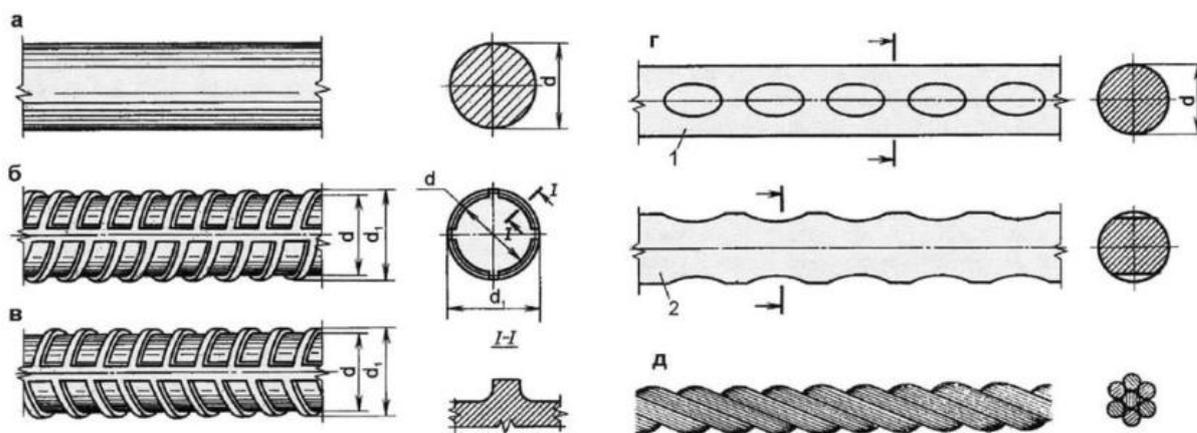
Конструктивная арматура предназначена для работы под напряжениями в бетоне, которые в расчете конструкции не учитывались. Например, в местах концентрации напряжений при резком изменении сечения конструкции, в оголовке свай для восприятия динамических нагрузок и т. п. *Распределительная арматура* предназначена для закрепления с помощью сварки или вязки рабочей арматуры в проектном положении. *Монтажная арматура* обеспечивает жесткость арматурному каркасу в процессе его сборки, транспортировки и установки.

Кроме указанной арматуры в железобетонных конструкциях устанавливают *закладные детали*, которые изготавливают из арматурной стали листового или фасонного проката. Закладные детали крепят к арматуре с помощью сварки или вязальной проволоки. Поскольку закладные детали при монтаже железобетонных конструкций чаще всего сваривают, то сталь, из которой их изготавливают, должна хорошо свариваться. При выборе стали для закладных деталей учитывают характер работы и температуру окружающего воздуха в процессе эксплуатации конструкции.

По ориентации стержней в конструкции арматура подразделяется на продольную и поперечную.

По условиям применения арматура может быть напрягаемой и ненапрягаемой. Напрягаемая арматура в предварительно напряженных железобетонных конструкциях может служить только в качестве рабочей.

По виду поставляемой арматурной стали различают арматуру стержневую, проволочную, канаты и арматурные изделия. Стержневую арматуру изготавливают диаметром от 6 до 80 мм. Основные виды арматуры показаны на рис. 4.15.



Виды арматуры:

- а – стержневая гладкая класса А240 и проволочная класса В500;
- б – стержневая периодического профиля класса А400;
- в – то же классов А500 и выше;
- г – проволочная классов Вр500 и выше;
- д – семипроволочный канат классов К1400 и выше

Рис. 4.15. Некоторые виды арматуры

Арматура располагается в конструкции в соответствии со схемой армирования. Примеры схем армирования показаны на рисунке 4.16.

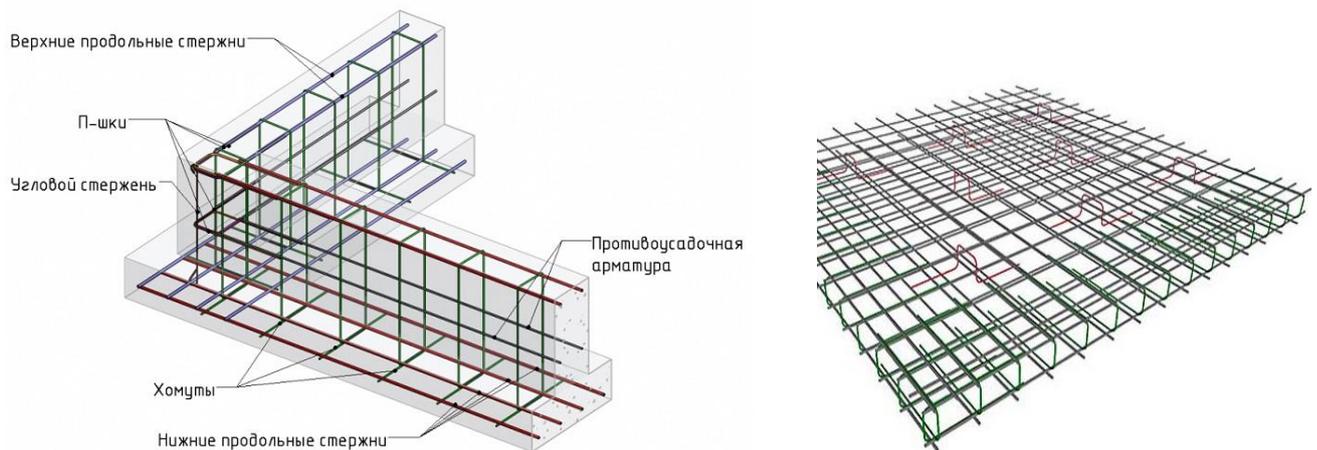


Рис. 4.16. Схемы армирования ленточного фундамента и плиты

4.4 Конструирование узловых соединений элементов строительных конструкций.

Рассмотрим конструирование узловых соединений на примерах стальной фермы [13]. Конструирование ферм начинается с вычерчивания осевых линий, образующих геометрическую схему конструкции, в соответствии с конфигурацией фермы и ее основными размерами. Сходящиеся в узлах осевые линии элементов должны пересекаться в центре узла.

На осевые линии наносятся контуры стержней, которые привязываются к осям по центрам тяжести сечения, при этом в сварных фермах расстояние от центра тяжести до обушка (привязка) округляется в большую сторону до целого числа, кратного 5 мм. В фермах с болтовыми соединениями уголки привязываются к осям по рискам, ближайшим к обушку.

Когда сечение пояса по длине фермы меняется, в геометрической схеме принимается одна осевая линия, при этом верхняя грань пояса сохраняется на одном уровне для удобства опирания примыкающих элементов. Смещение осей поясов ферм при изменении сечения допускается не учитывать, если оно не превышает 1,5% меньшей высоты сечения пояса.

Обрезка стержней решетки производится перпендикулярно к оси стержня.

Чтобы снизить сварочные напряжения и уменьшить концентрацию напряжений, возникающих в зазоре между элементами при перегибе фасонки в процессе транспортирования и монтажа, концы стержней решетки не доводят до пояса на величину $a = 6t_f - 20$ мм, но не более 80 мм (t_f – толщина фасонки в мм). Между торцами стыкуемых элементов поясов ферм, перекрываемых накладками, оставляется зазор не менее 50 мм.

Приварку раскосов и стоек к фасонке рекомендуется выполнять лишь фланговыми швами по обушку и перу, заводя сварочный шов на торец элемента на длину 20 мм для снижения концентрации напряжений.

Фасонки, с помощью которых образуются узлы ферм, принимаются простого очертания, чтобы упростить их изготовление и уменьшить количество обрезков.

Фасонки выпускаются за обушки поясных уголков на 15 – 20 мм для возможности наложения сварных швов. В местах установки прогонов, прикрепленных к уголкового коротышам, и в местах усиления пояса накладками при опирании железобетонных плит на верхний пояс фасонку не доводят (утапливают) до обушка уголков на 10 – 15 мм.

Угол между краем фасонки и элементами решетки принимается не менее 15° для обеспечения плавной передачи усилия и снижения концентрации напряжений.

Пусть рассчитана ферма, показанная на рис. 4.17, по результатам подобраны сечения в виде парных уголков (рис. 4.18). Требуется выполнить конструирование отдельных узловых соединений, опираясь на общие требования, описанные выше.

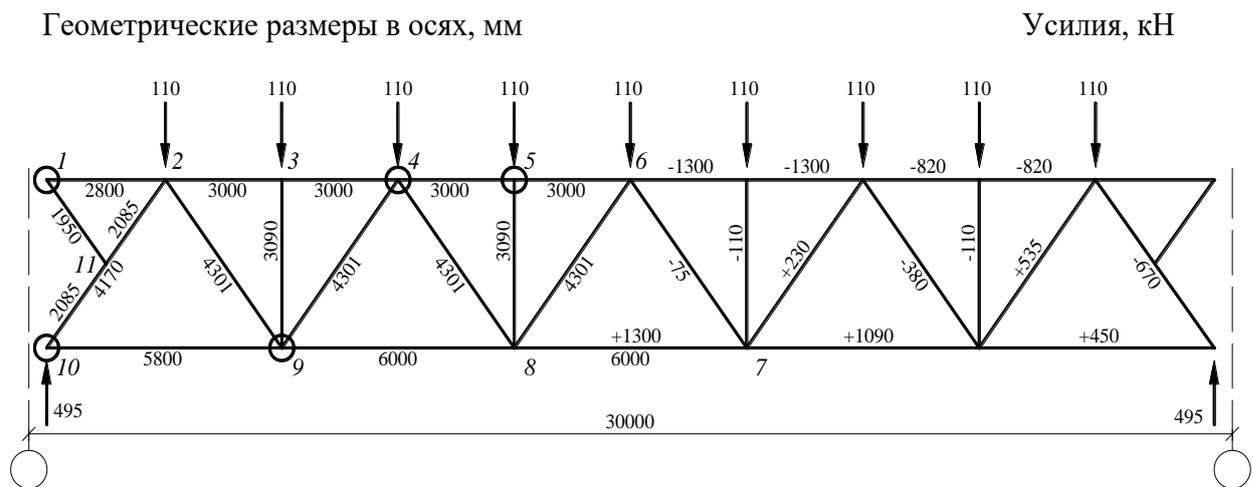


Рис. 4.17. Расчетная и геометрическая схемы фермы

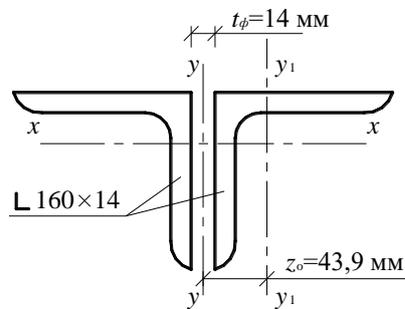


Рис. 4.18. Сечение пояса

Рассмотрим расчет и конструирование промежуточного узла 4 верхнего пояса, выполненного из 2L 160×160×14 (рис. 4.18). Усилия в смежных панелях: $N_{3-4} = -820$ кН; $N_{4-5} = -1300$ кН. Примыкающие к узлу раскосы выполнены из 2L 125×125×8 с усилием $N_{4-9} = -380$ кН и из 2L 75×75×6 с усилием $N_{4-8} = 230$ кН. На верхний узел через прогоны (ширина полки $b = 90$ мм) передается сосредоточенная сила $F = -110$ кН.

Сварка механизированная в среде углекислого газа, сварочная проволока Св-08Г2С диаметром 2 мм. Расчетные сопротивления сварного углового шва: по металлу шва $R_{wf} = 21,5$ кН/см²; по металлу границы сплавления $R_{wz} = 0,45R_{un} = 0,45 \cdot 37 = 16,65$ кН/см².

Коэффициент условий работы $\gamma_c = 1,0$; коэффициенты условий работы шва $\gamma_{wf} = \gamma_{wz} = 1,0$ (конструкция эксплуатируется при $t > -40^\circ\text{C}$). Сварка выполняется в нижнем положении. Коэффициенты глубины провара шва для механизированной

сварки: $\beta_f = 0,9$ при расчете по металлу шва; $\beta_z = 1,05$ при расчете по металлу границы сплавления.

Выполним по общим правилам конструирование узла, результат показан на рис. 4.19.

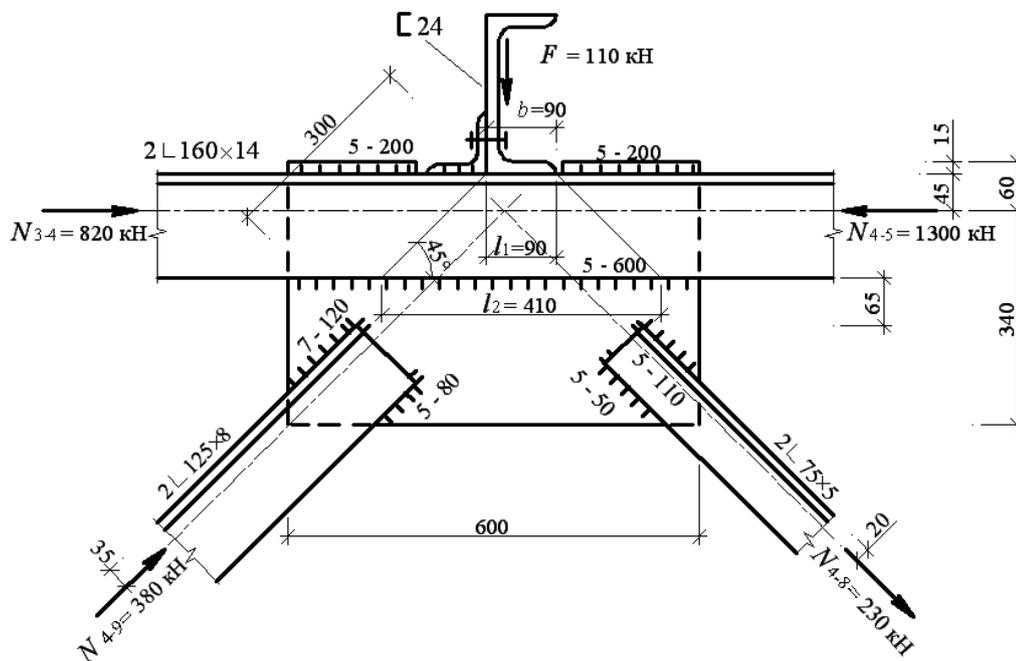


Рис. 4.19. Узел верхнего пояса фермы

Поясним полученную схему:

Раскос 4 – 9. Расчетное усилие $N_{4.9} = - 380$ кН.

Конструктивные длины:

- у пера $l_{w,n} = 80$ мм, катет $k_f = 5$ мм;
- у обушка $l_{w,o6} = 120$ мм, катет $k_f = 7$ мм.

Раскос 4 – 8. Расчетное усилие $N_{4.8} = 230$ кН.

Усилие, воспринимаемое швами:

- у пера $N_n = \alpha N_{4.8} = 0,3 \cdot 230 = 69$ кН;
- у обушка $N_{o6} = (1 - \alpha) N_{4.8} = (1 - 0,3) 230 = 161$ кН.

Конструктивные длины швов:

- у пера ($k_{f, \max} = t_{yz} - 1 = 6 - 1 = 5$ мм)

$$l_{w,n} = N_n / (2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c) + 1 = 69 / (2 \cdot 1,05 \cdot 0,5 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1) + 1 = 5 \text{ см,}$$

принимаем $l_{w,n} = 50$ мм, ($l_{w,\min} = 50$ мм);

- у обушка

$$l_{w,об} = 161 / (2 \cdot 1,05 \cdot 0,5 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1) + 1 = 10,2 \text{ см, принимаем } 110 \text{ мм.}$$

По крайним точкам сварных швов, прикрепляющих элементы решетки к фасонке, очерчиваем контур фасонки прямоугольной формы, округляя размеры в большую сторону до 10 мм.

Элементы решетки не доводим до пояса на расстояние:

$$a = 6t_{\phi} - 20 = 6 \cdot 14 - 20 = 64 \text{ мм, принимаем } 65 \text{ мм.}$$

Швы крепления пояса к фасонке рассчитываются на совместное действие продольного усилия N , равного разности усилий в смежных панелях пояса ($N = N_{4.5} - N_{3.4} = 1300 - 820 = 480 \text{ кН}$), и узловой нагрузки $F = 110 \text{ кН}$.

Длины швов крепления пояса к фасонке, определяемые размерами принятой фасонки составляют:

– вдоль перьев:

$$l_{w,n} = 600 - 10 = 590 \text{ мм;}$$

– вдоль обушков:

$$l_{w,об} = (200 - 10) + (200 - 10) = 380 \text{ мм.}$$

Суммарная длина швов:

$$\sum l_w = 2(l_{w,n} + l_{w,об}) = 2(59 + 38) = 194 \text{ см.}$$

Принимая минимальный катет шва $k_f = 5 \text{ мм}$, определяем напряжения:

– от продольной силы:

$$\tau_{wN} = N / (\beta_z k_f \sum l_w) = 480 / (1,05 \cdot 0,5 \cdot 194) = 4,7 \text{ кН/см}^2;$$

– от узловой нагрузки:

$$\tau_{wF} = F / [\beta_z k_f \cdot 2(l_1 + l_2)] = 110 / [1,05 \cdot 0,5 \cdot 2 \cdot (9 + 41)] = 2,1 \text{ кН/см}^2.$$

Суммарные напряжения:

$$\sqrt{\tau_{wN}^2 + \tau_{wF}^2} = \sqrt{4,7^2 + 2,1^2} = 5,15 \text{ кН/см}^2 = 51,5 \text{ МПа} < R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c = 166,5 \text{ МПа.}$$

Прочность шва обеспечена с запасом.

Выполним расчет и запроектируем укрупнительный (монтажный) узел верхнего пояса фермы (рис. 4.17). Сечение верхнего пояса с усилием $N_{5-6} = -1300$ кН выполнено из $2\text{L}160 \times 160 \times 14$, сечение раскоса, примыкающего к узлу, – с усилием $N_{8-6} = -75$ кН из $2\text{L}75 \times 75 \times 5$. Материал конструкций – сталь С255, имеющая расчетное сопротивление $R_y = 24$ кН/см², нормативное $R_{ин} = 37$ кН/см². В монтажных условиях применяется ручная сварка. Электроды для сварки стали С255 – Э42А. Расчетные сопротивления при расчете: по металлу шва $R_{wf} = 18$ кН/см²; по металлу границы сплавления $R_{wz} = 0,45R_{ин} = 0,45 \cdot 37 = 16,65$ кН/см². Коэффициент условий работы $\gamma_c = 1,0$; коэффициенты условий работы шва $\gamma_{wf} = \gamma_{wz} = 1,0$ (конструкция эксплуатируется при $t > -40^\circ\text{C}$). Коэффициенты глубины проплавления шва: $\beta_f = 0,7$ – для ручной сварки при расчете по металлу шва; $\beta_z = 1,0$ – при расчете по металлу границы сплавления.

Сравниваем:

$$\beta_f R_{wf} = 0,7 \cdot 18 = 12,6 \text{ кН/см}^2 < \beta_z R_{wz} = 16,65 \text{ кН/см}^2.$$

Расчет монтажных швов производим по металлу шва. Стык осуществляется при помощи двух горизонтальных листовых накладок, перекрывающих полки поясных уголков, и двух вертикальных листовых накладок, перекрывающих фасонки смежных полуферм.

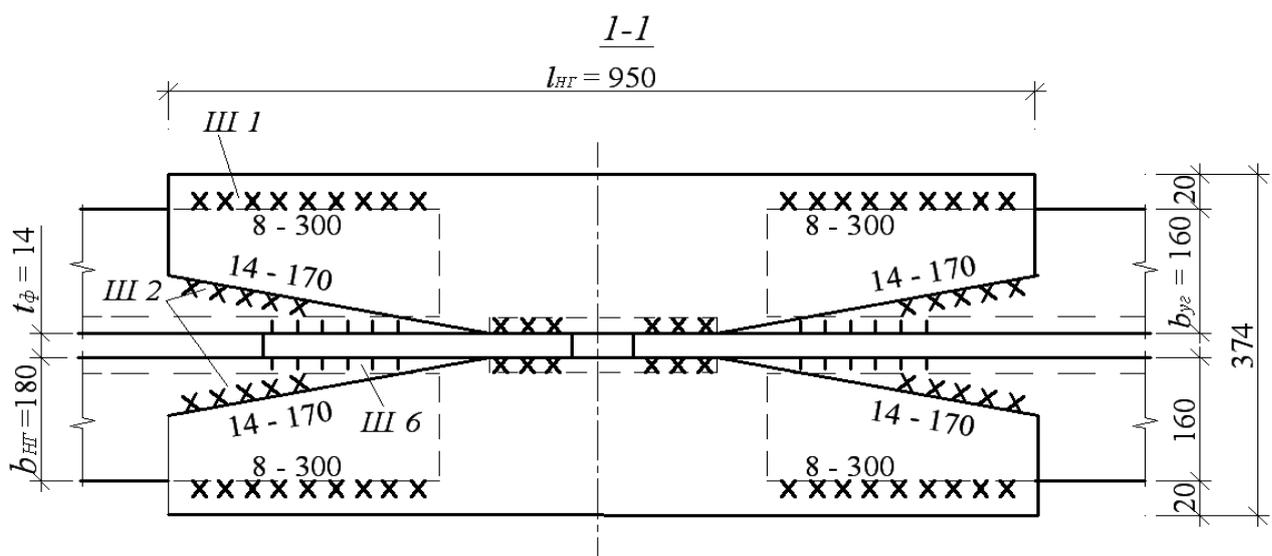


Рис. 4.20. Укрупнительный узел верхнего пояса фермы (план)

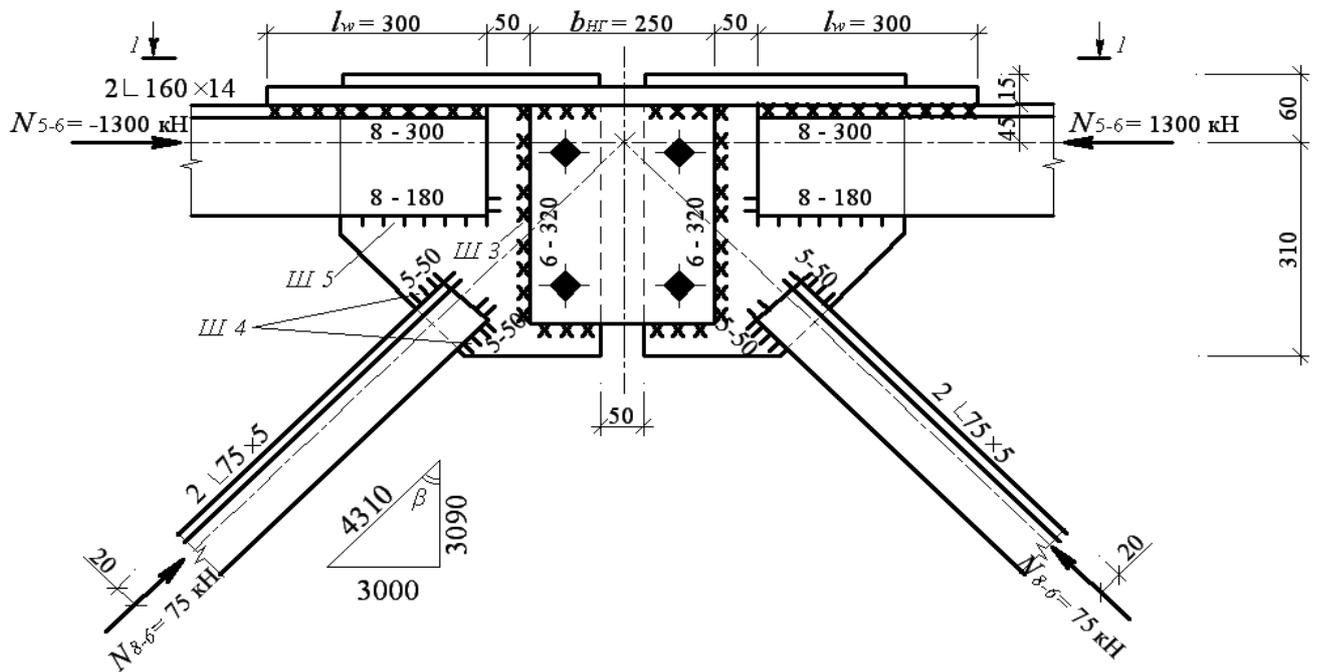


Рис. 4.21. Укрупнительный узел верхнего пояса фермы (вид сбоку)

Горизонтальные накладки рассчитываются на часть усилия от равнодействующей усилий в поясе $N_{5-6} = -1300$ кН и раскосе $N_{8-6} = -75$ кН, приходящихся на обушки уголков:

$$N_{н2} = 1,2(N_{5-6} + N_{8-6} \cos \beta) (1 - \alpha) = 1,2 (1300 + 75 \cdot 0,7) (1 - 0,3) = 1136,1 \text{ кН},$$

где $\beta = 46^\circ$ – угол между раскосом и поясом.

Требуемая площадь двух горизонтальных листовых накладок:

$$A_{н2} = N_{н2} / (R_y \gamma_c) = 1136,1 / (24 \cdot 8 \cdot 1) = 47,34 \text{ см}^2.$$

Принимая накладку шириной:

$$b_{н2} = b_{у2} + 20 = 160 + 20 = 180 \text{ мм},$$

определяем толщину накладки:

$$t_{н2} = A_{н2} / (2b_{н2}) = 47,34 / (2 \cdot 18) = 1,32 \text{ см}, \text{ принимаем } t_{н2} = 14 \text{ мм}.$$

Задавшись катетом шва $k_f = 8$ мм, определяем конструктивную длину сварного шва (Ш1), прикрепляющего одну горизонтальную накладку к поясному уголку по внешней стороне накладки (у пера уголка):

$$l_w = N_{нз} / (2 \cdot 2\beta_f k_f R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c) + 1 = 1136,1 / (2 \cdot 2 \cdot 0,8 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1) + 1 = 29,2$$

см, принимаем 300 мм.

Приняв максимальный катет шва $k_f = t_n = 14$ мм, определяем конструктивную длину шва (Ш2), прикрепляющего накладку к поясу с внутренней стороны накладки (по скосу):

$$l_w' = 1136,1 / (2 \cdot 2 \cdot 1,4 \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1) + 1 = 17,1 \text{ см,}$$

принимаем 170 мм.

Усилие для расчета вертикальных накладок определяется как часть усилия от равнодействующей усилий в поясе и раскосе, приходящихся на перья уголков:

$$N_{нв} = 1,2(N_{5-6} + N_{8-6} \cos \beta) \alpha = 1,2 (1300 + 75 \cdot 0,7) 0,3 = 486,9 \text{ кН.}$$

На это усилие проверяется фасонка фермы толщиной $t_\phi = 14$ мм и условной шириной $b_\phi = 2b_{y2} = 2 \cdot 160 = 320$ мм:

$$\sigma = N_{нв} / (b_\phi t_\phi) = 486,9 / (32 \cdot 1,4) = 10,87 \text{ кН/см}^2 < R_y \gamma_c = 24 \text{ кН/см}^2.$$

Размеры двух вертикальных накладок принимаются конструктивно: толщина $t_{нв} = t_\phi = 14$ мм; длина $l_{нв} = 2b_{y2} = 2 \cdot 160 = 320$ мм, минимальная ширина $b_{нв} = 2 \cdot 4d_o + 50 = 2 \cdot 4 \cdot 23 + 50 \approx 250$ мм, где $d_o = 23$ мм – диаметр отверстий под монтажные болты $d = 20$ мм.

Определяем катет сварных швов, прикрепляющих вертикальные накладки к фасонке (Ш3) с одной стороны стыка:

$$k_f = N_{нв} / (2\beta_f l_w R_{wf} \gamma_{wf} \gamma_c) = 486,9 / [2 \cdot 0,7 \cdot (32 - 1) \cdot 18 \cdot 1 \cdot 1] = 0,59 \text{ см,}$$

принимаем $k_f = 6 \text{ см} = k_{f,\min}$ при сварке более толстого листа

$$t = 14 \text{ мм.}$$

Рассчитываем прикрепление уголков раскоса к фасонке на усилие в элементе $N_{8-6} = -75$ кН. Приняв $k_{f,\min} = 5$ мм, определяем конструктивную длину шва вдоль обушков:

$$l_{w,об} = N_{8-6}(1 - \alpha) / (2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c) + 1 =$$

$$= 75 (1 - 0,3) / (2 \cdot 1,05 \cdot 0,5 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1) + 1 = 4 \text{ см.}$$

Производим прикрепление раскоса к фасонке конструктивными швами (Ш4) длиной 50 мм и толщиной $k_f = 5$ мм каждый.

Сварные швы для прикрепления поясных уголков к фасонке рассчитываем:

– по перьям уголков на усилие:

$$N_n = 1,2N_{5-6}\alpha = 1,2 \cdot 1300 \cdot 0,3 = 468 \text{ кН};$$

– по обушкам уголков на часть усилия в раскосе N_{8-6} , приходящуюся на обушки уголков раскоса:

$$N_{об} = 1,2N_{8-6}\cos\beta(1 - \alpha) = 1,2 \cdot 75 \cdot 0,7 \cdot (1 - 0,3) = 44,1 \text{ кН}.$$

Конструктивная длина швов вдоль перьев поясных уголков (Ш5):

$$l_{w,n} = N_n / (2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c) + 1 = 468 / (2 \cdot 1,05 \cdot 0,8 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1) + 1 = 17,7$$

см, принимаем 180 мм.

Конструктивная длина швов вдоль обушков поясных уголков (Ш6):

$$l_{w,об} = N_{об} / (2\beta_z k_f R_{wz} \gamma_{wz} \gamma_c) + 1 = 44,1 / (2 \cdot 1,05 \cdot 0,5 \cdot 16,65 \cdot 1 \cdot 1) + 1 = 3,5 \text{ см}.$$

Привариваем фасонку к обушкам поясных уголков швами с $k_f = 5$ мм по всей ее длине.

Как видим из данных примеров конструирование и расчет элементов строительных конструкций тесно переплетены между собой и требуют узкоспециализированной подготовки и изучения всех особенностей работы и правил проектирования несущих систем.

4.5 Унификация элементов.

Экономическая эффективность заводского производства строительных конструкций зависит от массового изготовления однотипных изделий, поэтому индустриализация строительства зданий основана на принципах типизации и унификации. Типизация в строительстве имеет целью разработать и отобрать наилучшие с технической и экономической точек зрения конструкции, отдельные узлы, а также объемно-планировочные решения зданий для многократного

использования их в строительстве в качестве типовых. Под типизацией понимают установление оптимальных значений параметров, размеров планировочных и конструктивных элементов и деталей, предназначенных для применения в массовом строительстве. Количество типов и размеров типовых деталей и конструкций ограничивают с целью обеспечить экономичность их массового изготовления, упростить монтаж и в конечном результате снизить стоимость строительства. В этих целях при типизации элементов зданий их унифицируют, т. е. приводят многообразные виды типовых деталей и конструкций к небольшому числу определенных типов, близких по форме и размерам.

Унификация – обоснованное сокращение числа общих параметров зданий и их элементов путем устранения функционально неоправданных различий между ними. Унификация обеспечивает приведение к единообразию и сокращению числа основных объемно-планировочных размеров здания (высот этажей, пролетов перекрытий, размеров оконных и дверных проемов и пр.) и, как следствие, к единообразию размеров и форм конструктивных элементов заводского изготовления. Унификация позволяет применять однотипные изделия в зданиях различного назначения. Она обеспечивает массовость и однотипность конструктивных элементов, что способствует рентабельности их заводского изготовления. При унификации деталей и конструкций здания предусматривают их взаимозаменяемость (универсальность). Под взаимозаменяемостью понимают возможность замены данного изделия другим без изменения объемно-планировочного решения здания. Например, взаимозаменяемы плиты перекрытий шириной 1600 и 800 мм, поскольку вместо одной широкой плиты можно уложить две узкие. Взаимозаменяемость изделий и конструкций предусматривают не только по размерам, но по материалу и по конструктивному их решению. Для обеспечения взаимозаменяемости строительных изделий и конструкций, выполненных из различных материалов, возможности использования этих изделий и конструкций в различных типах зданий, их размеры

назначают с учетом требований унификации и типизации в строительстве. Унификацию в строительстве проводят с целью приведения к технически целесообразному и экономически выгодному единообразию типов зданий, сооружений, их конструктивных элементов и деталей. Стандартизация. Типовые детали и конструкции, всесторонне проверенные в строительстве, стандартизируют, после чего они становятся обязательными как для заводского изготовления, так и для применения в строительстве. Стандартные элементы регламентируются Государственными общесоюзными стандартам (ГОСТами). В ГОСТах на строительные детали, конструкции изделия предусмотрены точные их размеры и допуски, технические характеристики, содержится описание внешнего вида, методов испытаний, условий хранения и транспортирования. Вследствие того, что основные размеры сборных конструкций и деталей определяются объемно-планировочным решением зданий, унификация строительных конструкций и деталей базируется на унификации объемно-планировочных параметров зданий, т. е. шага, пролета и высоты этажа. Шагом при проектировании плана здания называют расстояние между разбивочными осями, т. е. условными линиями, членящими здания на планировочные элементы или определяющими расположение вертикальных несущих конструкций зданий – стен и столбов. В зависимости от направления в плане здания шаг может быть продольным или поперечным. Пролетом называют расстояние в плане между разбивочными осями несущих стен или столбов в направлении, соответствующем пролету основной несущей конструкции перекрытия или покрытия. В зависимости от принимаемой конструктивно-планировочной схемы пролет может совпадать по направлению с поперечным или продольным шагом, а в отдельных случаях (например, в железобетонных безбалочных перекрытиях) – с тем и другим. В большинстве случаев шаг представляет собой меньшее расстояние между осями, а пролет – большее. Разбивочные оси указывают на плане обычно во взаимно перпендикулярных направлениях. Последние маркируют, т. е. обозначают в одном

направлении (более протяженном), цифрами, а в другом – заглавными буквами русского алфавита. Высотой этажа называют расстояние по вертикали от уровня пола данного этажа до уровня пола вышележащего этажа, а в верхних этажах и одноэтажных зданиях — расстояние от уровня пола до верхней плоскости теплоизоляционного слоя чердачного перекрытия, а в зданиях с плоскими совмещенными крышами — до средней отметки верха крыши. Если в проектах принято ограниченное число объемно-планировочных параметров, то можно применять лишь несколько типоразмеров унифицированных деталей и конструкций. Таким образом, унификация конструктивных схем зданий и их объемно-планировочных параметров является важнейшей предпосылкой унификации конструкций и деталей. Для сборного строительства и производства строительных конструкций и деталей установлены определенные размеры и технические характеристики (типоразмеры). При одних и тех же габаритах (ширине, длине, высоте) и одинаковой конструкции изделия относят к одному и тому же типоразмеру. Если они различаются армированием, закладными деталями или монтажными отверстиями, то их обозначают одной маркой. Номенклатура строительных изделий содержится в разработанном общесоюзном каталоге унифицированных строительных изделий. На базе каталога заводы строительных конструкций обеспечивают выпуск изделий на определенный период. Примеры таких конструкций показаны на рис. 4.22



Рис. 4.22.Примеры унифицированных конструкций заводского изготовления

Разработан стандарт, устанавливающий основные положения модульной координации размеров в строительстве зданий и сооружений различного назначения, являющейся одной из основ унификации и стандартизации размеров. Этот стандарт обеспечивает взаимосогласованность, взаимозаменяемость и ограничение количества типоразмеров строительных изделий и элементов оборудования. Согласно стандарту модульная координация размеров в строительстве осуществляется на базе модульной пространственной координационной системы. Предпочтение отдается прямоугольной модульной пространственной координационной системе. Модульная координационная система является основой планировочного решения и устанавливает правила назначения следующих категорий основных координационных размеров: шаги-В0, пролеты-Л0, высоты этажей-Н0 в зданиях и сооружениях, а также координационных и конструктивных размеров элементов.

Применение при строительстве зданий типовых конструкций требует строго определенного их расположения (привязки) по отношению к координационным осям. Под привязкой понимают расстояние от координационной оси (продольной, поперечной) до грани или геометрической оси конструктивного элемента. Все виды оборудования привязываются на плане цеха размерами к этим же координационным осям здания. Процесс определения расположения конструктивного элемента, детали или встроенного оборудования в плане или разрезе здания по отношению к модульной разбивочной оси называют привязкой. В узком смысле привязка выражает расстояние от модульной разбивочной оси до грани или оси элемента.

Проектные решения для типовых конструкций массового строительства приводятся в типовых сериях. Эти серии представляют собой альбом чертежей, в котором есть все проектные решения, необходимые для изготовления конструкции. Типовые серии разрабатываются также и для систем несущих конструкций и ограждающих конструкций, инженерной инфраструктуры, например, для каркасов зданий, узлов, и т.п. Процесс проектирования при этом сводится к выбору проектного решения из типовых серий и его адаптацию к конкретным условиям строительства.

4.6. Соединения стальных конструкций. Соединения деревянных конструкций. Конструирование железобетонных конструкций.

Основные типы узловых соединений стальных конструкций следующие:

- сварные (рис. 4.19);
- заклепочные (рис. 4.24);
- болтовые (4.25).

Основные типы узловых соединений деревянных конструкций следующие:

Соединения деревянных конструкций(рис. 4.26). *Соединения на врубках.* Врубки являются старейшим способом соединения деревянных элементов. В настоящее время применяются лобовые врубки — в узловых соединениях и лобовые упоры

Соединения лобовыми упорами. Соединения лобовыми упорами применяются для передачи усилия от одного сжатого элемента другому под углом или вдоль осей элементов — стыки верхних поясов ферм и для соединения сжатого элемента с растянутым под углом через подушку или вкладыш— промежуточные узлы ферм.

Соединения на шпонках. Шпонками называются вкладыши, препятствующие взаимному сдвигу соединяемых элементов. Шпонки могут быть призматическими, в виде колодок и кольцевыми.

Колодки (шпонки большого размера) предназначены для сплачивания элементов с зазором. Их применение рекомендуется для наружных элементов с большими нагрузками, где наличие зазора способствует просушке элементов и увеличивает изгибную жесткость.

Соединения на пластинчатых нагелях. Соединения на пластинчатых нагелях выполняются из высококачественного дуба влажностью <10%. Толщина нагелей делается точно по размеру гнезда.

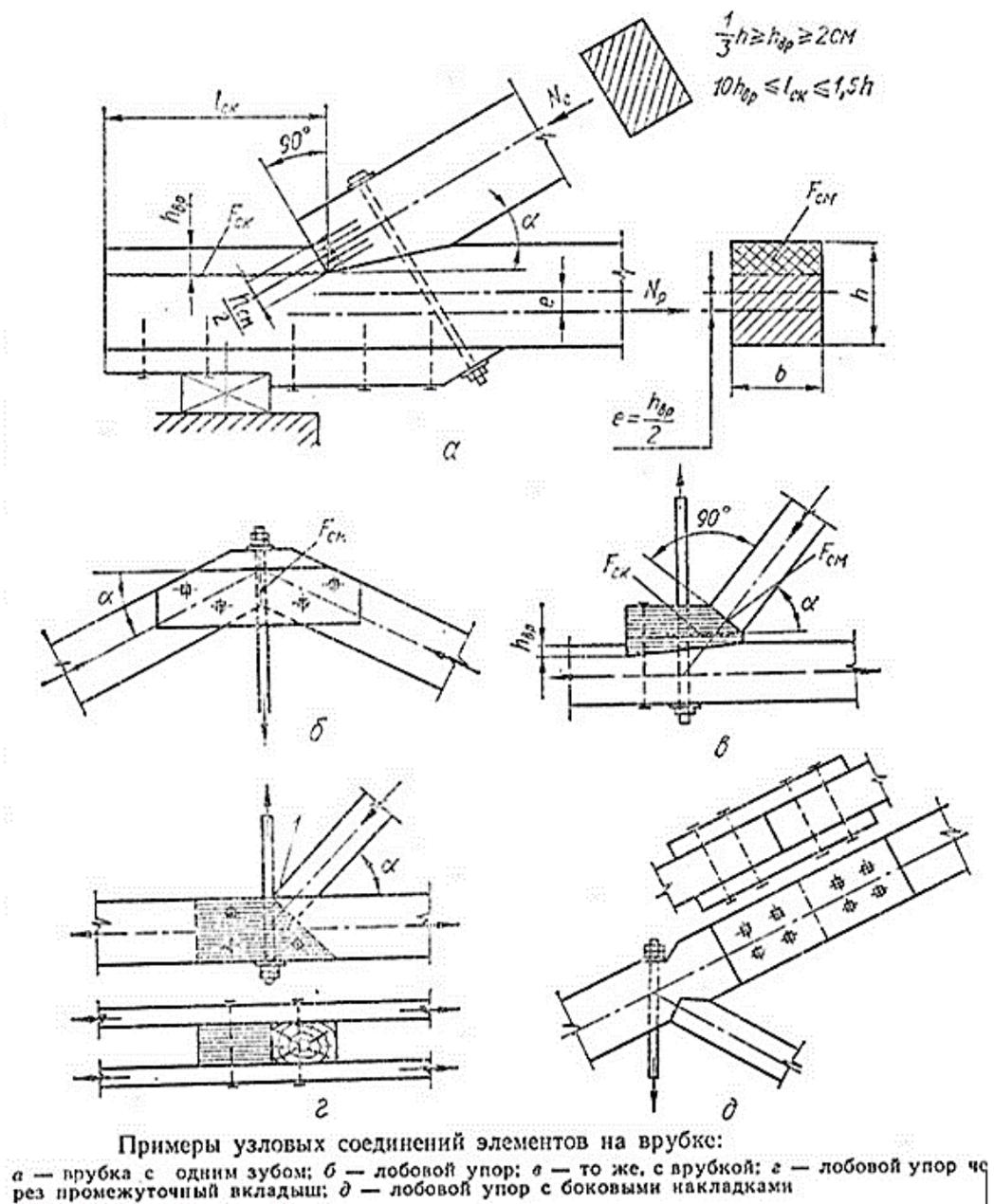


Рис. 4.26. Соединение деревянных конструкций

После установки нагели разбухают от прикосновения с более влажной древесиной и достигается плотное защемление их в гнездах. Соединение работает на изгиб, смятие поперек волокон и перерезывание волокон нагеля, а древесина соединяемых элементов — на скалывание между нагелями.

Соединения на растянутых связях. К растянутым связям относятся: гвозди и винты, работающие на выдергивание; скобы, хомуты; накладки, планки, прокладки

из листовой стали и из фанеры; расчетные болты и тяжи, стяжные болты. Стальные связи должны защищаться от коррозии.

Конструирование железобетонных конструкций. Рассмотрим основные принципы. Изделия, применяемые в железобетонных конструкциях, подразделяются на:

-арматурные изделия:отдельные арматурные стержни;плоские и рулонные арматурные сетки (в дальнейшем просто сетки);пространственные арматурные каркасы (в дальнейшем просто каркасы);

- закладные детали;
- приспособления для фиксации арматуры и закладных деталей;
- приспособления для строповки элементов сборных конструкций.

При конструировании следует преимущественно применять типовые арматурные изделия, разработанные в соответствующих ГОСТах.Если типовые изделия по своим параметрам не пригодны для применения в конкретных условиях, то допускается применять индивидуальные изделия, которые рекомендуется конструировать по аналогии с типовыми и в соответствии с указаниями настоящего Руководства. При этом необходимо стремиться к максимальной унификации изделий (в том числе размеров, шагов и диаметров продольной и поперечной арматуры) и к возможности изготовления их современными промышленными способами. Изделия должны быть также удобны при транспортировании, складировании и укладке в форму.Арматуру железобетонных элементов следует конструировать преимущественно, а линейных железобетонных элементов, как правило, в виде каркасов.В рабочих чертежах арматурных изделий и закладных деталей следует указывать способы соединения стержней и их пересечений: какие пересечения должны быть сварными с нормируемой или ненормируемой прочностью, какие могут скрепляться вязальной проволокой или вообще не скрепляться.Сварные соединения стержневой,

термически упрочненной арматуры, как правило, не допускаются. Типы сварных соединений арматуры и закладных деталей должны назначаться в соответствии с техническими требованиями и указаниями соответствующих государственных стандартов и нормативных документов на арматурные изделия, сварную арматуру и закладные детали для железобетонных конструкций.

При конструировании арматурных изделий и закладных деталей следует стремиться к сокращению числа их типоразмеров как в пределах железобетонного элемента, так и в пределах ряда железобетонных конструкций. Применение вязаной арматуры допускается при отсутствии оборудования для контактной точечной сварки, а также для элементов монолитных конструкций сложной конфигурации, для плит с большим числом неупорядоченных отверстий различных размеров и форм, при невозможности многократно использовать данную марку арматурного изделия или при наличии специальных требований, связанных с условиями изготовления, эксплуатации и др. Пример начальных этапов конструирования узлов монолитного железобетонного лестничного марша стержневых элементов показан на рис. 4.27.

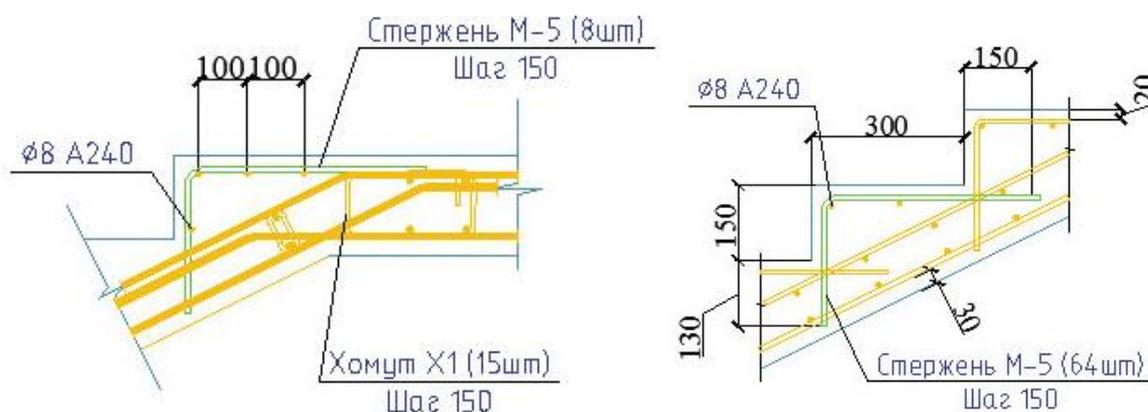


Рис. 4.27. Сечения стержневых элементов, полученные в результате конструирования

Основные положения и решения по конструированию различных типов конструкций будут изучаться в профильных курсах «Железобетонные и каменные конструкции», «Стальные конструкции» и т.п.

4.7. Конструирование железобетонных элементов

Конструктивные требования устанавливаются для случаев, когда:

- ✓ расчетом не представляется возможным достаточно точно и определенно полностью гарантировать сопротивление конструкции внешним нагрузкам и воздействиям
- ✓ конструктивные требования определяют граничные условия, в пределах которых могут быть использованы принятые расчетные положения
- ✓ конструктивные требования обеспечивают выполнение технологии изготовления бетонных и железобетонных конструкций

Защитный слой бетона должен обеспечивать:

- ✓ совместную работу арматуры с бетоном
- ✓ анкеровку арматуры в бетоне и возможность устройства стыков арматурных элементов
- ✓ сохранность арматуры от воздействий окружающей среды (в том числе агрессивных)
- ✓ огнестойкость конструкций

Таблица 4.11

Минимальные требования к толщине защитного слоя

Условия эксплуатации конструкций зданий	Толщина защитного слоя, мм, не менее
В закрытых помещениях при нормальной и	20

пониженной влажности	
В закрытых помещениях при повышенной влажности (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий)	25
На открытом воздухе (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий)	30
В грунте (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий), в монолитных фундаментах при наличии бетонной подготовки	40
В монолитных фундаментах при отсутствии бетонной подготовки (только для нижней рабочей арматуры)	70

В элементах с **напрягаемой продольной арматурой, натягиваемой на бетон** и располагаемой в каналах, расстояние от поверхности элемента до поверхности канала следует принимать не менее 40 мм и не менее ширины (диаметра) канала, а до боковых граней - не менее половины высоты (диаметра) канала.

Таблица 4.12

Расстояние между температурно-усадочными швами

Здания и конструкции	Наибольшие расстояния, м, между температурно-усадочными швами, допускаемые без расчета, для конструкций, находящихся		
	внутри отапливаемых	внутри неотапливаемых	на открытом воздухе

	зданий или в грунте	зданий	
Бетонные:			
а) сборные	40	35	30
б) монолитные:			
при конструктивном армировании	30	25	20
Здания и конструкции	Наибольшие расстояния, м, между температурно-усадочными швами, допускаемые без расчета, для конструкций, находящихся		
	внутри отапливаемых зданий или в грунте	внутри неотапливаемых зданий	на открытом воздухе
без конструктивного армирования	20	25	10
Железобетонные:			
а) сборные каркасные:			
одноэтажные	72	60	48
Здания и	Наибольшие расстояния, м, между		

конструкции	температурно-усадочными швами, допускаемые без расчета, для конструкций, находящихся		
	внутри отапливаемых зданий или в грунте	внутри неотапливаемых зданий	на открытом воздухе
многоэтажные	60	50	40
б) сборно-монолитные и монолитные:			
каркасные	50	40	30
стеновые	40	30	25

Минимальные расстояния в свету между стержнями арматуры принимается **не менее наибольшего диаметра стержня**, а также не менее:

- 25 мм - при горизонтальном или наклонном положении стержней при бетонировании - для нижней арматуры, расположенной в один или два ряда
- 30 мм - то же, для верхней арматуры
- 50 мм - то же, при расположении нижней арматуры более чем в два ряда (кроме стержней двух нижних рядов), а также при вертикальном положении стержней при бетонировании

При стесненных условиях допускается располагать стержни группами - пучками (без зазора между ними)

В железобетонных **балках и плитах**:

- 200 мм - при высоте поперечного сечения $h \leq 150$ мм
- $1,5h$ и 400 мм - при высоте поперечного сечения

$h > 150$ мм

В железобетонных **колоннах**:

- 400 мм - в направлении, перпендикулярном к плоскости изгиба
- 500 мм - в направлении плоскости изгиба

В железобетонных **стенах** расстояния между стержнями вертикальной арматуры принимают не более $2t$ и 400 мм (t - толщина стены), а горизонтальной - не более 400 мм.

Согласно СП 63.13330:

- В **балках** и **ребрах** шириной более 150 мм в поперечном сечении должно быть не менее двух продольных рабочих растянутых стержней. При ширине элемента 150 мм и менее допускается устанавливать в поперечном сечении один продольный стержень

- В **балках** до опоры следует доводить стержни продольной рабочей арматуры с площадью сечения не менее $1/2$ площади сечения стержней в пролете и не менее двух стержней

- В **плитах** до опоры следует доводить стержни продольной рабочей арматуры на 1 м ширины плиты с площадью сечения не менее $1/3$ площади сечения стержней на 1 м ширины плиты в пролете

- **Поперечную арматуру** устанавливают у всех поверхностей железобетонных элементов, вблизи которых устанавливается продольная арматура

- **Диаметр поперечной арматуры (хомутов)** в вязаных каркасах внецентренно сжатых элементов принимают не менее $0,25$ наибольшего диаметра продольной арматуры и не менее 6 мм

- **Диаметр поперечной арматуры** в вязаных каркасах изгибаемых элементов принимают не менее 6 мм

- В сварных каркасах **диаметр поперечной арматуры** принимают не менее диаметра, устанавливаемого из условия сварки с наибольшим диаметром продольной арматуры

- В железобетонных элементах, в которых поперечная сила по расчету не может быть воспринята только бетоном, следует предусматривать установку **поперечной арматуры** с шагом не более $0,5h_0$ и не более 300 мм. Если поперечная сила может быть воспринята бетоном, то поперечную арматуру допускается не устанавливать

- В **балках** и **ребрах** высотой 150 мм и более, а также в часторебристых плитах высотой 300 мм и более, на участках элемента, где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более $0,75h_0$ и не более 500 мм

- **Во внецентренно сжатых** линейных элементах, а также в **изгибаемых** элементах при наличии необходимой по расчету сжатой продольной арматуры в целях предотвращения выпучивания продольной арматуры следует устанавливать поперечную арматуру с шагом не более $15d$ и не более 500 мм (d - диаметр сжатой продольной арматуры)

- Если содержание сжатой продольной арматуры, устанавливаемой у одной из граней элемента, более 1,5%, **поперечную арматуру** следует устанавливать с шагом не более $10d$ и не более 300 мм

ЛИТЕРАТУРА

1. Методология проектирования строительных конструкций: учебное пособие / С.Г. Емельянов, А.Б. Голышев, Вл.И. Колчунов [и др]: Юго-Западный гос. ун.-т. – 2016. –352 с.
2. Бернштейн С.А. Очерки по истории строительной механики Избранные труды по строительной механике. - М. Госстройиздат, 1961. - С. 272-441.
3. СП 20.13330.2016 «Нагрузки и воздействия». Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85* [Текст] / М.: ОАО «ЦПП», 2016. – 136 с. [Электронный ресурс]. Доступ из ИС «Стройконсультант».
4. Дж.К. Джонс. Инженерное и художественное проектирование. Современные методы проектного анализа. Москва, Мир, 1976 г. (перевод с английского «Design methods seeds human futures», London, 1972)
5. Ильичев В.А. Преобразование городов в биосферосовместимый, развивающие человека: курс лекций [Текст] / В.А. Ильичев, С.Г, Емельянов Курск: изд-во ЮЗГУ, - 2013. - 100 с.
6. Табунщиков Ю.А. Мировой взгляд на регулирование взаимоотношений «общество - энергоресурсы»/ журнал "АВОК" №4,2013 – 10 с.
7. Минин В.А. «Перспективы развития ветроэнергетики на Кольском полуострове» Минин В.А., Дмитриев Г.С. 1998.- 97 с.
8. Серпик И.Н. Методические указания для начинающих преподавателей к проведению занятий со студентами очной формы обучения по курсу сопротивления материалов / Брян. гос. инж.-технол. акад. – Брянск: БГИТА, 2011.
9. Doctorlom.ru: Интернет-портал [Электронный ресурс]. Режим до-ступа: <http://doctorlom.com/item173.html> - 06.04.2018.
10. ГОСТ Р 21.1101-2013. СПДС. Основные требования к проектной и рабочей документации. — М.: Стандартинформ, 2014.-55 с.

11. ГОСТ Р 21.201-2011. СПДС. Условные графические изображения элементов зданий, сооружений и конструкций— М. ОАО "ЦНС" 2011, ФГУП Стандартиформ, 2011. – 20 с.

12. Интернет-портал [Электронный ресурс]. Режим доступа:<http://tehlib.com/arhitektura/unifikatsiya-tipizatsiya-standartizatsi/> 19.11.2019.

13. Пикин Д.Ю.Металлические конструкции, включая сварку // Методические указания к выполнению практических работ. – Брянск, БГИТУ, 2012. – 117 с.