



Министерство образования и молодежной политики
Рязанской области

Областное государственное бюджетное
профессиональное образовательное учреждение

«Рязанский строительный колледж имени Героя Советского Союза В.А.
Беглова»

Теоретический материал

по МДК 01.01.03 «Строительные конструкции»

Рязань 2022

СОДЕРЖАНИЕ

Лекция № 1: «Цели, задачи, содержание дисциплины».....	6-8
Лекция № 2: «Классификация строительных конструкций и требований к ним».....	9-12
Лекция № 3: «Понятия о предельных состояниях строительных конструкций и о расчете по предельным состояниям».....	13-18
Лекция № 4: «Работа материалов для несущих конструкций под нагрузкой и расчетные характеристики».....	19-28
Лекция № 5: «Классификация нагрузок».....	29-32
Лекция № 6: «Нормативные нагрузки».....	33-34
Лекция № 7: «Расчетные нагрузки».....	35-36
Лекция № 8: «Балки».....	37-41
Лекция № 9: «Колонны».....	42-46
Лекция № 10: «Расчет колонн. Общие положения».....	47-53
Лекция № 11: «Расчет стальных колонн».....	54-63
Лекция № 12: «Расчет деревянных стоек».....	64-65
Лекция № 13: «Расчет железобетонных колонн».....	66-74
Лекция № 14: «Расчет кирпичных (каменных) столбов и стен».....	75-87
Лекция № 15: «Расчет балок. Общие положения».....	88-92
Лекция № 16: «Расчет стальных балок».....	93-96
Лекция № 17: «Расчет деревянных балок».....	97-102
Лекция № 18: «Расчет железобетонных балок и плит».....	103-118
Лекция № 19: «Соединения элементов стальных конструкций».....	119-130
Лекция № 20: «Соединения элементов деревянных конструкций».....	131-135
Лекция № 21: «Соединения элементов железобетонных конструкции».....	136-138
Лекция № 22: «Балки и фермы».....	139-141
Лекция № 23: «Стальные фермы».....	142-144
Лекция № 24: «Деревянные и металлодеревянные фермы».....	145-147
Лекция № 25: «Железобетонные фермы».....	148-149
Лекция № 26: «Рамы».....	150-154
Лекция № 27: «Арки».....	155-156

Лекция № 28: «Естественные основания».....	157-167
Лекция № 29: «Искусственные основания».....	168-173
Лекция № 30: «Фундаменты неглубокого заложения».....	174-184
Лекция № 31: «Свайные фундаменты».....	185-194

Лекция № 1: «Цели, задачи, содержание дисциплины»

«Строительные конструкции» как учебная дисциплина в качестве основной своей цели имеет обучение студентов основам расчета и проектирования конструкций, оснований и фундаментов, с которыми наиболее часто приходится иметь дело в строительной практике.

Дисциплина «Строительные конструкции», как и другие, опирается на данные многих учебных дисциплин, но теснее всего связана с такими, как «Техническая механика», «Строительные материалы» и «Архитектура зданий».

«Техническая механика», и прежде всего «Соппротивление материалов» как ее часть, является элементарной теорией о прочности, она ближе всего к «Строительным конструкциям» с точки зрения главной цели - выполнения расчета для обеспечения надежной работы отдельных конструкций и сооружений в целом. Основное же отличие заключается в том, что в «Соппротивлении материалов» рассматриваются абсолютно упругие и однородные материалы, а в «Строительных конструкциях» - и неоднородные (например, железобетон), и необязательно абсолютно упругие (бетон, кирпич).

«Строительные материалы» как учебная дисциплина рассматривает физико-механические свойства материалов с помощью лабораторных и других испытаний. «Строительные конструкции», прежде всего, интересуют прочностные характеристики строительных материалов и базирующиеся на этой основе расчетные формулы.

«Архитектура зданий» занимается основами архитектурно-строительного проектирования, конструктивными элементами зданий и способами их соединений, не вникая глубоко в вопросы обеспечения их прочности, которые являются главной задачей дисциплины «Строительные конструкции».

Строительные конструкции также тесно связаны с такими дисциплинами как «Экономика» и «Технология строительного производства». Первая решает вопросы экономичности и целесообразности при проектировании конструкций, а вторая – удобства их изготовления, монтажа и транспортирования.

Достижения в области строительных конструкций и перспективы развития.

Уровень развития строительных конструкций определяется, с одной стороны, потребностями общества, а с другой - возможностями технической базы, строительной науки и практики.

Капитальное строительство, реконструкция и ремонт зданий и сооружений составляют одну из крупнейших отраслей экономики, в которой заняты миллионы людей. Строительство уже

давно перестало быть сезонным и ведется независимо от климатических и погодных условий. Благодаря развитой сети домостроительных комбинатов и заводов по изготовлению стальных, железобетонных, деревянных и других конструкций в последнее время значительно увеличилась их номенклатура, и улучшилось качество. Говоря о перспективах развития строительных конструкций, укажем на следующие.

В области теории расчета строительных конструкций идет дальнейшее уточнение их действительной работы, т.е. создаются такие расчетные схемы, которые наиболее точно отвечают реальным условиям работы, таких методов расчета, которые рассматривают сооружения не по элементам (колонны, балки и т.д.), а в целом, как единую систему. В решении этих задач огромная роль принадлежит внедрению ЭВМ (электронная вычислительная машина).

В области строительных материалов, строительной индустрии и проектирования ведутся исследования по созданию материалов повышенной прочности, легких конструкционных материалов, которые вместе с тем являются надежными и долговечными. В практику внедряются новые виды сталей, в том числе арматурных, высокопрочные бетоны, кирпичи и камни, имеющие не только более высокое качество, но и отличающиеся высокой прочностью и улучшенными теплотехническими свойствами, новые способы обработки древесины, повышающие ее долговечность. Одной из главных задач строительной науки является создание таких строительных материалов, которые приводят к снижению материалоемкости конструкций, т.е. снижению их веса за счет повышения прочностных свойств материалов.

В области металлических конструкций все более широко используются высокопрочные стали, которые в несколько раз прочнее обычных малоуглеродистых, что приводит к значительному снижению веса конструкций и зданий в целом. Снижение материалоемкости стальных конструкций осуществляется не только за счет повышения прочности сталей, но и за счет внедрения более рациональных и эффективных конструктивных форм и сечений (применение прокатных широкополочных и сварных профилей, предварительно напряженных и биметаллических балок, пространственных и висячих конструкций и др.). В ряде случаев алюминиевые конструкции имеют преимущества перед стальными благодаря более легкому весу и прекрасной работе при низких температурах, что зачастую делает их незаменимыми в районах Крайнего Севера и высокогорных районах.

В области деревянных конструкций отдается предпочтение клееным конструкциям, которые позволяют формировать сложное сечение и форму. Деревянные конструкции не имеют себе равных при сооружении складов для хранения агрессивных материалов.

В области железобетонных конструкций идет поиск резервов по снижению веса конструкций за счет увеличения прочностных и улучшения других свойств бетонов и арматуры.

Уже в ближайшее время применение бетонов класса В70 и более станет обычным явлением. Высокопрочные бетоны достигают прочности чугуна, а некоторые пластобетоны с использованием полимеров в лабораторных условиях достигают прочности обычных сталей. Все шире входят в практику конструкции из армоцементов, а также легких бетонов. Для некоторых конструкций внедряются новые эффективные виды арматуры, в том числе неметаллической (из стекловолокна). Все разнообразнее становятся предварительно напряженные конструкции, например изготавливаемые на самонапрягающихся бетонах. Совершенствуется монолитное домостроение, особенно эффективное при возведении высотных зданий.

Каменные и армокаменные конструкции имеют строго очерченную область применения – мало – и среднеэтажное строительство. Применяется кирпич и в высотном строительстве для кладки стен. Вопросы энергосбережения, особенно остро вставшие в последнее время, привели к разработке конструкций и широкому применению многослойных наружных кирпичных стен с включением в них эффективных теплоизоляционных материалов. В последнее время улучшилось качество кирпича, он выполняется с ровными и гладкими гранями, с фактурными наружными поверхностями. Улучшаются теплоизоляционные свойства кирпича за счет создания повышенной пористости и формирования щелевидных пустот. Кирпич – традиционный строительный материал, но у него есть своя завоеванная ниша, где использование других строительных материалов нецелесообразно.

В области фундаментостроения стоят задачи по совершенствованию методов расчета оснований и фундаментов. Современная наука в области механики грунтов рассматривает грунты как дисперсные, состоящие из отдельных частиц, т.е. как несплошную среду, что в большей степени соответствует реальному грунту. Как следствие меняются расчетные формулы для расчета оснований. В области практических исследований грунтов создается более совершенное оборудование, позволяющее точнее и быстрее оценить их прочностные и деформационные свойства в полевых условиях.

В практику строительства внедряются конструкции, которые не вписываются в существующую классификацию, - это мягкие оболочки. Тентовые и надувные (каркасные и бескаркасные) оболочки уже используются для промышленных зданий, складов и гаражей, и, если будет решена проблема долговечности тканей для них, они найдут широкое распространение.

Лекция № 2: «Классификация строительных конструкций и требований к ним»

Строительные конструкции очень разнообразны по своему назначению и применению, но тем не менее их можно проклассифицировать по следующим признакам:

1) **по геометрическому признаку** конструкции принято разделять на массивы, брусья, плиты, оболочки (рис. 1.1) и стержневые системы (рис. 1.3):

- массив - конструкция, в которой все размеры достаточно большие и одного порядка. Например, у фундамента размеры могут быть такими: $a = 1,8$ м; $b = 1,2$ м; $h = 1,5$ м. Размеры могут быть и другими, но порядок их один - метры;
- брус - элемент, в котором два размера во много раз меньше третьего, т.е. они разного порядка: $b \ll l$, $h \ll l$. Например, у железобетонной балки они могут быть такими: $b = 20$ см, $h = 40$ см, а $l = 600$ см, т.е. они могут отличаться друг от друга на целый порядок (в 10 и более раз).

Брус с ломаной осью принято называть простейшей рамой, а с криволинейной осью - аркой (рис. 1.2, а, б);

- плита - элемент, в котором один размер во много раз меньше двух других: $h \ll a$, $h \ll l$. В качестве примера можно привести ребристую железобетонную плиту (точнее, поле плиты), у которой толщина собственно плиты h может быть 3-4 см, а длина и ширина - порядка 150 см. Плита является частным случаем более общего понятия - оболочки, которая в отличие от плиты имеет криволинейное очертание (рис. 1.1, г);
- стержневые системы представляют собой геометрически неизменяемые системы стержней, соединенных между собой шарнирно или жестко. К ним относятся строительные фермы (балочные или консольные) (рис. 1.3).

2) **с точки зрения статики** конструкции делятся на статически определимые и статически неопределимые. К первым относятся системы (конструкции), усилия или напряжения в которых могут быть определены только из уравнений статики (уравнений равновесия), ко вторым - такие, для которых одних уравнений статики недостаточно.

3) **по используемым материалам** конструкции делятся на стальные, деревянные, железобетонные, бетонные, каменные (кирпичные);

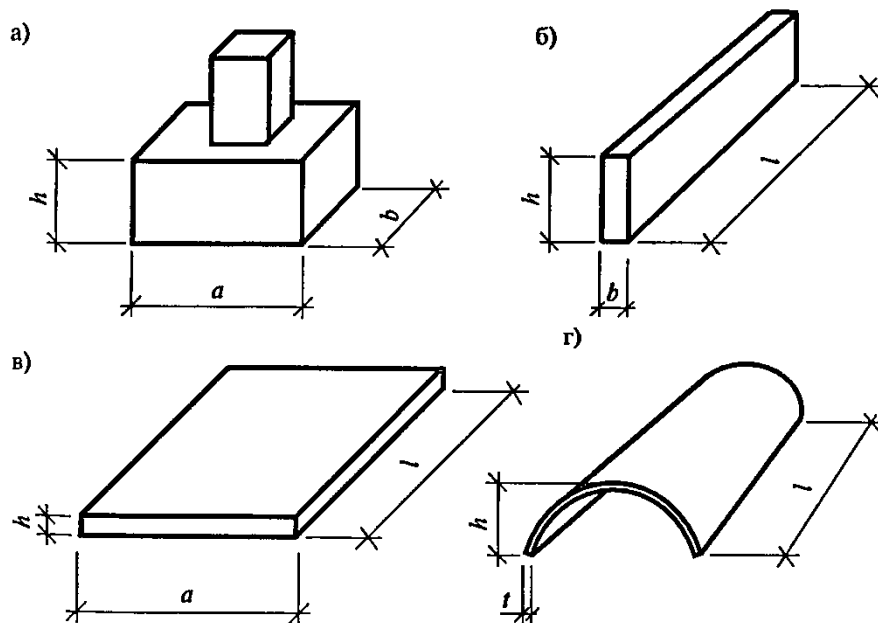


Рис 1.1 Классификация конструкций по геометрическому признаку
а) массив, б) брус, в) плита, г) оболочка

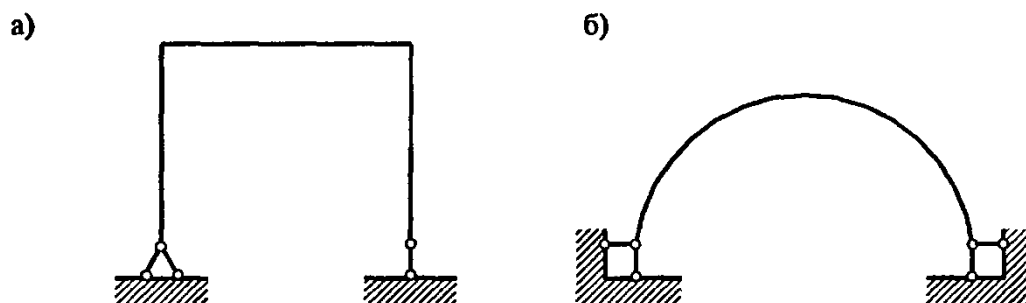


Рис. 1.2 Разновидности брусьев а) рама, б) арка

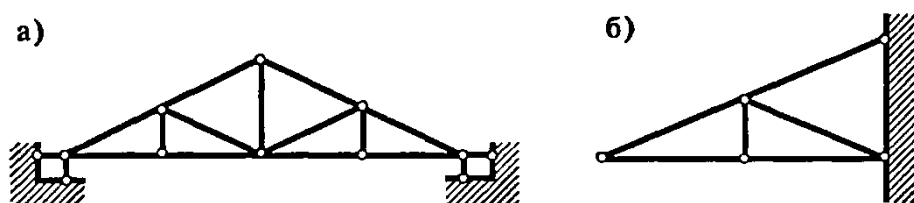


Рис 1.3 Примеры простейших стержневых систем
а) балочная ферма, б) консольная ферма

4) с точки зрения напряженно-деформированного состояния, т.е. возникающих в конструкциях внутренних усилий, напряжений и деформаций под действием внешней нагрузки, условно можно поделить их на три группы: простейшие, простые и сложные. Такое разделение не является общепринятым, но позволяет привести в систему характеристики видов напряженно-деформированных состояний конструкций, которые широко распространены в строительной практике.

Требования к строительным конструкциям и общие принципы их проектирования.

Все строения можно поделить на здания и сооружения. Здания, в свою очередь, подразделяются на гражданские (жилые и общественные) и производственные (промышленные и сельскохозяйственные). К сооружениям относят инженерные постройки (объекты), предназначенные для выполнения каких-либо технических задач. Требования к зданиям и сооружениям, как и сами они, изучаются в курсе «Архитектурные конструкции». К таким требованиям относятся: функциональные, технические, архитектурно-художественные, экономические, природоохранные и др.

Несущие конструкции должны отвечать требованиям, предъявляемым к самим зданиям и сооружениям в отношении долговечности, огнестойкости, индустриальности, унификации и др.

Надежность, т.е. способность конструкции сохранять свои эксплуатационные качества в течение всего срока службы сооружения, а также в период ее транспортирования с заводов на строительную площадку и в момент монтажа. С точки зрения изучаемой дисциплины главным показателем надежности несущей конструкции является **безопасная** (безаварийная) ее **работа под действием внешних нагрузок** и различных воздействий, возникающих при эксплуатации (температурных, коррозионных, сейсмических и др.). С понятиями надежности и безопасной работы конструкций тесно связаны такие более частные проявления этих свойств, как **прочность, жесткость и устойчивость**, которые относятся как к зданиям и сооружениям в целом, так и к отдельно взятым несущим конструкциям. Для того чтобы обеспечить прочность, жесткость и устойчивость зданий и их конструкций, выполняются соответствующие расчеты, позволяющие назначить материалы, размеры и формы конструкций и выполнить их соединения такими, чтобы они были надежными и долговечными.

Понятие **прочности** не однозначно, но если охватить самое существенное, то ее можно определить как **неразрушаемость** конструкции в течение всего периода ее эксплуатации.

Когда говорят о **жесткости** конструкции, прежде всего имеют в виду **сопротивляемость деформациям**, например прогибам или поворотам сечения. Такие деформации происходят в направлении действия нагрузок. Если они превосходят какие-то значения, установленные нормами, то говорят о недостаточной жесткости или чрезмерной гибкости.

Устойчивость - это **сохранение формы** конструкции. Так, в случае потери устойчивости конструкция, которая до приложения нагрузки имела одну форму, например прямолинейную, после приложения нагрузки принимает другую - криволинейную. Деформации, возникающие при потере устойчивости, в отличие от изгиба, как правило, не совпадают с плоскостью действия нагрузок.

Обеспечение безопасной работы конструкций является главной, но не единственной задачей расчетов; их целью является также проектирование конструкций, отвечающих требованиям экономичности, складывающейся из стоимости конструкции при изготовлении, трудоемкости ее возведения или монтажа, а также расходов на содержание в период эксплуатации. Поэтому развитие строительной науки и отражающие современный научный уровень строительные нормы и правила проектирования конструкций и зданий направлены на изыскание дальнейших резервов экономии.

Лекция № 3: «Понятия о предельных состояниях строительных конструкций и о расчете по предельным состояниям»

При проектировании, которое включает в себя расчет и конструирование строительных конструкций, необходимо соблюдать требования СНиПов. Требования строительных норм направлены на обеспечение необходимой надежности в работе как здания (сооружения) в целом, так и его отдельных элементов (конструкций), их соединений, а также оснований. При этом здания и сооружения должны отвечать требованиям долговечности и капитальности.

Существующие строительные нормы предписывают вести расчет строительных конструкций на силовые воздействия по методу предельных состояний.

Предельными называются такие состояния для здания, сооружения, а также основания или отдельных конструкций, при которых они перестают удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям, а также требованиям, заданным при их возведении.

Предельные состояния конструкций (зданий) подразделяются на две группы:

- первая группа - по потере несущей способности или непригодности к эксплуатации. Говоря проще, состояния, относящиеся к этой группе, считаются предельными, если в конструкции наступило опасное напряженно-деформированное состояние; в худшем случае, если она по этим причинам разрушилась;
- вторая группа - по непригодности к нормальной эксплуатации. Нормальной называется такая эксплуатация здания или его конструкции, которая осуществляется в соответствии с предусмотренными в нормах или заданиях на проектирование технологическими или бытовыми условиями. Другими словами, возможны случаи, когда конструкция не потеряла несущей способности, т.е. удовлетворяет требованиям первой группы предельных состояний, но ее деформации (например, прогибы или трещины) таковы, что нарушают технологический процесс или нормальные условия нахождения людей в помещении.

К предельным состояниям первой группы относятся:

- общая потеря устойчивости формы (рис. 2.1, а, б);

- потеря устойчивости положения (рис. 2.1, в, г);
- хрупкое, вязкое или иного характера разрушение (рис. 2.1, д);
- разрушение под совместным воздействием силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды и др.

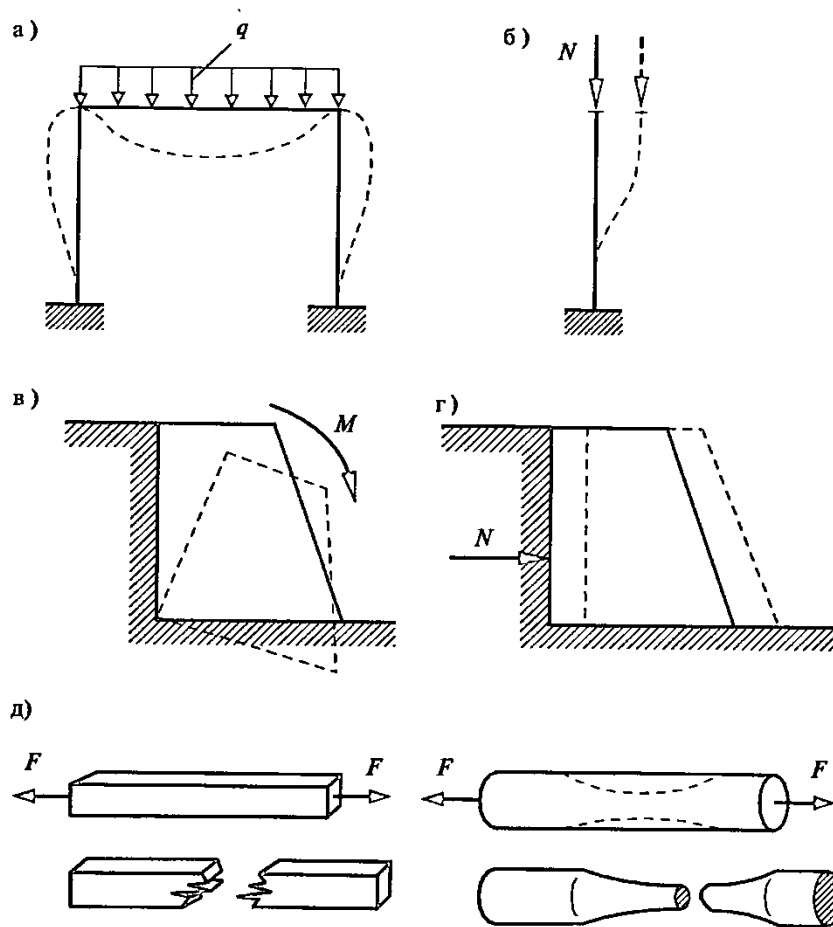


Рис. 2.1. Предельные состояния первой группы:
а), б) потеря общей устойчивости; в), г) потеря устойчивости положения;
д) хрупкое, вязкое или иного характера разрушение

К предельным состояниям второй группы относятся состояния, затрудняющие нормальную эксплуатацию конструкций (зданий) или снижающие их долговечность вследствие появления недопустимых перемещений (прогибов, осадок, углов поворота), колебаний и трещин.

Понятие о расчете строительных конструкций по предельным состояниям.

Метод расчета строительных конструкций по предельным состояниям имеет своей целью не допустить наступления на одного из предельных состояний, которые могут возникнуть в конструкции (здании) при их эксплуатации в течение всего срока службы, а также при их возведении.

В наиболее общем виде суть расчета по предельным состояниям заключается в том, чтобы величины усилий, напряжений, деформаций, перемещений, раскрытия трещин или величины других факторов и воздействий не превышали предельных значений, установленных нормами проектирования. Другими словами, считается, что предельное состояние не наступит, если

действительные перечисленные факторы не превышают значений, установленных нормами. Вся сложность расчета заключается в том, чтобы определить величины напряжений, деформаций и т.д., возникающих в конструкциях под действием нагрузок. Сравнить их с предельными значениями обычно не представляет труда.

Понятие о расчете по предельным состояниям первой группы.

Расчет по предельным состояниям первой группы называют расчетом по несущей способности (по непригодности к эксплуатации). Цель такого расчета заключается в том, чтобы предотвратить наступление любого из предельных состояний первой группы, т.е. обеспечить несущую способность, как отдельной конструкции, так и всего здания в целом.

Несущая способность конструкции считается обеспеченной, если удовлетворяется неравенство типа

$$N \leq \Phi,$$

где N - расчетные, т.е. наибольшие возможные усилия (или другие факторы), могущие возникнуть в сечении элемента (для сжатых и растянутых элементов - это продольная сила, для изгибаемых - изгибающий момент и т.д.). Они зависят в первую очередь от нагрузки и определяются по правилам строительной механики в зависимости от конструктивной схемы, способов соединения конструкций и т.д.;

Φ - наименьшая возможная несущая способность сечения элемента, подвергающегося сжатию, растяжению или изгибу. Она зависит от прочностных свойств материала конструкции, геометрии (формы и размеров) сечения и в наиболее общем виде может быть выражена (как функция, зависящая от материала и геометрических факторов сечения) в следующем виде:

$$\Phi = \{R; A\},$$

где R - расчетное сопротивление материала (которое является одной из основных прочностных характеристик материала);

A - геометрический фактор (площадь поперечного сечения при растяжении и сжатии, момент сопротивления - при изгибе и т.д.).

Для некоторых конструкций несущая способность считается обеспеченной, если выполнено условие:

$$\sigma \leq R,$$

где σ - нормальные напряжения в сечении конструкции (элемента), которые определяются, как правило, по формулам сопротивления материалов. Иногда в соответствующих расчетах приходится сравнивать с расчетным сопротивлением материала другие напряжения (касательные, главные и др.).

Понятие о расчете по предельным состояниям второй группы.

Цель этого расчета - не допустить ни одного из предельных состояний второй группы, т.е. обеспечить нормальную эксплуатацию строительных конструкций или здания в целом.

Считается, что предельные состояния второй группы не наступят, если будет удовлетворено условие

$$f \leq f_u,$$

где f (в общем случае) - это определенная из расчета деформация конструкции (перемещение, угол поворота сечения и т. д.). Для изгибаемых элементов это прогиб конструкции или ее элемента, для стержневых систем - укорочение или удлинение стержней, для оснований - величина осадки. Они определяются по правилам строительной механики в зависимости от нагрузки, материала и расчетной схемы конструкции;

f_u - предельная деформация конструкции (перемещение, угол поворота сечения и т.д.). Для балок - предельный прогиб, который определяется в соответствии с требованиями СНиП 2.01.07-85*, для оснований зданий - предельная величина осадки, принимается по СНиП 2.02.01-83*.

К предельным состояниям второй группы относится также образование чрезмерных трещин. Трещины, вообще говоря, допустимы, но не для всех материалов. Они допустимы в некоторых железобетонных и каменных конструкциях, но ширина их раскрытия, так же как и прогибы, ограничивается нормами. Структура формул при обеспечении предельного состояния по раскрытию трещин остается такой же, как и при обеспечении деформаций или прогибов.

Нормативные и расчетные значения сопротивлений материалов и нагрузок.

При расчетах по предельным состояниям первой и второй групп в качестве главного прочностного показателя материала, как уже отмечалось, устанавливается его сопротивление, которое (наряду с другими характеристиками) может принимать нормативные и расчетные значения:

R_n - нормативное сопротивление материала, представляет собой основной параметр сопротивления материалов внешним воздействиям и устанавливается соответствующими главами строительных норм (с учетом условий контроля и статистической изменчивости сопротивлений). Физический смысл нормативного сопротивления R_n - это контрольная или бракованная характеристика сопротивления материала с обеспеченностью не менее 0,95 %;

R - расчетное сопротивление материала, определяется по формуле

$$R = \frac{R_n}{\gamma_m},$$

где γ_m - коэффициент надежности по материалу, учитывает возможные отклонения сопротивления материала в неблагоприятную сторону от нормативных значений, $\gamma_m > 1$.

Коэффициент надежности по материалу учитывает несоответствие фактической работы материала в конструкциях и его работы при испытании в образцах, а также возможность попадания в конструкции материала со свойствами ниже установленных в ГОСТ.

Расчетные сопротивления в расчетах следует принимать с коэффициентом условий работы γ_c :

γ_c - коэффициент условий работы, учитывает особенности работы материалов, элементов и соединений конструкций, а также зданий и сооружений в целом, если эти особенности имеют систематический характер, но не отражаются в расчетах прямым путем (учет температуры, влажности, агрессивности среды, приближенности расчетных схем и др.). При выводе расчетных формул и написании формул, приводимых в СНиП, иногда не указывают, что расчетные сопротивления умножаются на γ_c , но если коэффициент условия работы отличается от единицы, на него всегда надо умножать расчетное сопротивление, т.е. во всех формулах, где есть R , вместо R надо подставлять произведение $R\gamma_c$.

Нормативные R_n , и расчетные R сопротивления приводятся в соответствующих главах СНиП в зависимости от материала.

Нормативные и расчетные значения устанавливаются не только для сопротивлений материалов, но и для нагрузок, учитывая изменчивость их величин или невозможность их определения с абсолютной точностью:

N_n - нормативная нагрузка, рассчитывается по проектным размерам конструкций или принимается в соответствии с главой СНиП 2.01.07-85* «Нагрузки и воздействия»;

N - расчетная нагрузка, определяется по формуле

$$N = N_n \gamma_f,$$

где γ_f - коэффициент надежности по нагрузкам, учитывает возможные отклонения нагрузок в неблагоприятную (большую или меньшую) сторону от их нормативных значений. Как правило, $\gamma_f > 1$.

Нормы учитывают также возможные последствия от аварий, этот учет ведется при помощи коэффициента надежности по ответственности, на который умножаются расчетные нагрузки $N\gamma_n$, что ведет к понижению или повышению их значения;

где γ_n - коэффициент надежности по ответственности, учитывает экономические, социальные и экологические последствия, которые могут возникать в результате аварий.

Большинство зданий (сооружений) массового строительства (жилые, общественные, производственные, сельскохозяйственные здания и сооружения) относятся к нормальному уровню ответственности, для которого установлено значение коэффициента $\gamma_n = 0,95$. Подробнее см. Приложение 7 СНиП 2.01.07-85*.

Вследствие того, что наступление предельных состояний, относящихся ко второй группе, не связано с потерей несущей способности конструкций или здания. В целом, нагрузки сопротивления материалов, а также сопротивления грунтов, которые используются в расчетах по этой группе, принимаются численно равными нормативным значениям и называются сервисными: N_{ser}, R_{ser} .

Соответственно, сервисная нагрузка N_{ser} , и сервисное сопротивление R_{ser} , считаются расчетными для расчетов по предельным состояниям второй группы.

Расчеты по первой группе предельных состояний, которые связаны с обеспечением несущей способности конструкции (здания), принимают расчетные значения: расчетные нагрузки N и расчетные сопротивления материала R .

При сравнении расчетных и нормативных значений видно, что расчетные нагрузки обычно больше нормативных, а расчетные сопротивления меньше нормативных сопротивлений. Так учитывается в определенном смысле большая ответственность расчета по предельным состояниям первой группы по сравнению с расчетами, относящимися ко второй группе.

При выполнении расчетов, относящихся к первой и второй группам предельных состояний, необходимо учитывать значения нагрузок, сопротивления материалов и коэффициенты в соответствии с табл. 2.1.

Таблица 2.1

Учет расчетных и нормативных характеристик материалов, нагрузок и коэффициентов при расчете конструкций по первой и второй группам предельных состояний

Группа предельных состояний	Нагрузки		Сопротивления	
	Нормативные (сервисные)	Расчетные	Нормативные (сервисные)	Расчетные
Первая	—	$N = N_n \cdot \gamma_f$ $N \cdot \gamma_n$	—	$R = R_n / \gamma_m$ $R \cdot \gamma_c$
Вторая	$N_{ser} = N_n$	—	$R_{ser} = R_n$	—

Лекция № 4: «Работа материалов для несущих конструкций под нагрузкой и расчетные характеристики»

Сталь.

Выбор стали для рассчитываемых конструкций производится по Приложению 1, табл. 50*, СНиП II-23-81*. При выборе стали учитывается сложность напряженного состояния, которое испытывает конструкция при работе (конструкции разделены на четыре группы: конструкции, испытывающие наиболее сложное напряженное состояние, относятся к группе 1, наименее сложное к группе 4); учитывается также температура, при которой будет эксплуатироваться конструкция (низкие отрицательные температуры могут приводить к хрупкому разрушению стали).

R_{yn} - нормативное сопротивление стали, принятое по пределу текучести;

R_y - расчетное сопротивление стали, принятое по пределу текучести.

В некоторых случаях необходимо при расчетах знать нормативные и расчетные сопротивления, принятые по временному сопротивлению - σ_u :

R_{un} - нормативное сопротивление стали, принятое по временному сопротивлению;

R_u - расчетное сопротивление стали, принятое по временному сопротивлению.

Нормативные и расчетные сопротивления стали принимаются по табл. В.5 СП 53-102-2004 в зависимости от стали, вида проката (фасонный или листовой) и толщины проката. Для некоторых сталей нормативные и расчетные сопротивления приведены в табл. 2.2. Как уже отмечалось, расчетные сопротивления должны умножаться на коэффициенты условий работы. Для стальных конструкций коэффициенты условий работы γ_c , приведены в табл. 2.3.

Кроме требований по механической прочности к сталям могут предъявляться требования по ударной вязкости (способности противостоять разрушению при воздействии ударной нагрузки), которые определяются категорией стали. Категория стали принимается в зависимости от климатического района строительства, динамических воздействий на конструкцию и других требований. Так, в записи стали С345-1, цифра 1 обозначает категорию стали. Необходимая категория стали определяется по табл. 50* СНиП II-23-81*.

Нормативные и расчетные сопротивления при растяжении, сжатии и изгибе листового, широкополосного универсального и фасонного проката. Извлечения из табл. В.5 СП 53-102-2004

Сталь по ГОСТ 27772	Толщина проката, мм	Нормативное сопротивление проката, МПа		Расчетное сопротивление проката, МПа	
		R_{yn}	R_{un}	R_y	R_u
C235	От 2 до 8	235	360	230	350
C245	От 2 до 20	245	370	240	360
	Св. 20 до 30	235	370	230	360
C285	От 2 до 10	275	390	270	380
	Св. 10 до 20	265	390	260	370
C345	От 2 до 20	325	470	315	460
	Св. 20 до 40	305	460	300	450
	Св. 40 до 80	285	450	280	440
	Св. 80 до 100	265	430	260	420
За толщину фасонного проката принимают толщину полки					

Таблица 2.3

Извлечение из табл. 1 СП 53-102-2004

№ п/п	Элементы конструкций	Коэффициент условия работы γ_c
1	Балки сплошного сечения и сжатые элементы ферм перекрытий под залами театров, клубов, кинотеатров, под трибунами, под помещениями магазинов, книгохранилищ и архивов и т.п. при временной нагрузке, не превышающей вес перекрытий	0,90
2	Колонны общественных зданий и опор водонапорных башен	0,95
3	Колонны одноэтажных промышленных зданий с мостовыми кранами	1,05
4	Сжатые основные элементы (кроме опорных) решетки составного таврового сечения из двух уголков в сварных фермах покрытий и перекрытий при расчете на устойчивость указанных элементов с гибкостью $\lambda \geq 60$	0,95
5	Растянутые элементы (затяжки, тяги, оттяжки, подвески) при расчете на прочность по неослабленному сечению	0,90
6	Элементы конструкций из стали с пределом текучести до 440 МПа, несущие статическую нагрузку, при расчете на прочность по сечению, ослабленному отверстиями для болтов (кроме фрикционных соединений)	1,10
Примечания 1. Коэффициенты $\gamma_c < 1$ при расчетах совместно не учитывают. 2. В неоговоренных случаях принимают $\gamma_c = 1$		

Для ряда расчетов необходимо знать модуль упругости. Модуль упругости стали численно равен тангенсу угла наклона диаграммы к оси абсцисс: $E = \operatorname{tg} \alpha$. Для прокатной стали и стальных отливок модуль упругости $E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа.

Сортамент прокатных профилей.

Металлические конструкции изготавливаются из элементов, получаемых прокаткой стали (листы и фасонный прокат), прессованием (прессованные профили из алюминиевых сплавов) или холодным гнутьем (гнутые профили). В строительных конструкциях разнообразные стальные или алюминиевые профили применяют в различных сочетаниях. От правильного выбора материала (стали или алюминиевого сплава) и типа профиля зависит стоимость изготовления конструкции. **Перечень прокатных профилей** с указанием их формы, геометрических характеристик, массы единицы длины и других данных называется **сортаментом**. В целях ограничения разнообразия типоразмеров проката и обеспечения унификации конструкций необходимо учитывать требования сокращенного сортамента, в котором нашла отражение не вся номенклатура выпускаемых заводами изделий, а наиболее распространенные профили проката, изготовленные из эффективных сталей.

На рис. 2.3 представлены некоторые виды профилей, используемых для проектирования стальных конструкций.

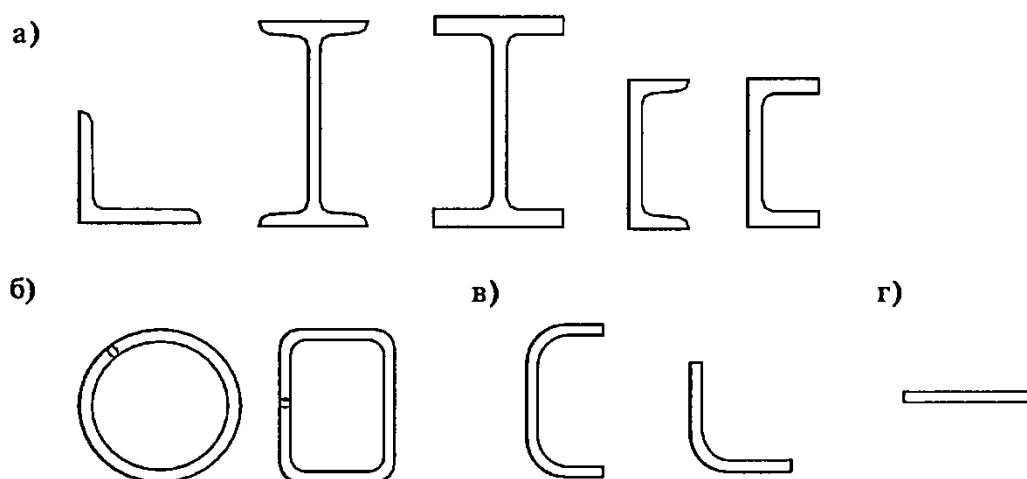


Рис. 2.3. Профильная и листовая сталь:
а) прокатные профили; б) сварные профили; в) гнутые профили;
г) листовая сталь

Алюминиевые прессованные профили выпускаются различных очертаний, они изготавливаются путем продавливания нагретой алюминиевой заготовки через стальную матрицу с отверстием по форме сечения профиля. Для увеличения жесткости алюминиевых элементов их профили часто имеют утолщение на концах (рис. 2.4). Выпускаются также гнутые профили и листы, выполненные прокаткой.

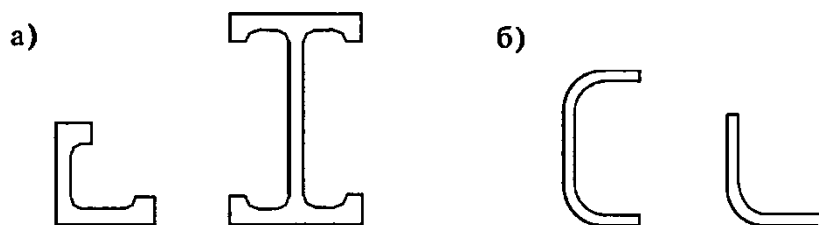


Рис. 2.4. Алюминиевые профили:
а) прессованные; б) гнутые

Длины поставляемых заводами профилей различны, наиболее часто они поставляются длиной 6, 9 и 12 м.

Древесина.

Деревянные конструкции выполняются из лесоматериалов хвойных и лиственных пород, которые делятся на круглые - бревна, пиленные - пиломатериалы и строительную фанеру.

Бревна поставляются диаметром 140-240 мм, длиной от 4 до 6,5 м (с градацией через 0,5 м); пиломатериалы поставляются шириной от 6 до 250 мм, толщиной 16-250 мм, длиной 2-6,5 м.

Также для несущих строительных конструкций применяют фанеру марки ФСФ и бакелизованную марки ФБС. Наибольшее применение находят листы фанеры толщиной 8, 9, 10, 12, 15 мм.

Работа древесины зависит от вида загрузки (растяжение, сжатие, изгиб, смятие, скалывание), направления действия усилия по отношению к направлению волокон древесины, длительности приложения нагрузки, породы древесины и других факторов. Наличие пороков древесины (косослоя, сучков, трещин и т.п.) оказывает существенное влияние на ее прочность. Древесина подразделяется на три сорта, наиболее качественная древесина отнесена к первому сорту.

Расчетные сопротивления вдоль волокон при работе древесины на изгиб, сжатие, смятие принимаются с учетом размеров сечения элемента, так как чем меньше элемент, тем больше повреждены волокна при распиле. Для обозначения расчетных сопротивлений древесины при работе поперек направления волокон вводится индекс «90», например $R_{см,90}$ – расчетное сопротивление смятию поперек волокон. В СНиП II-25-80 также приводятся формулы для определения расчетных сопротивлений древесины при ее работе под произвольным углом α – $R_{см,\alpha}$.

Условия эксплуатации, отличающиеся от стандартных (принятых для определения расчетных сопротивлений), учитываются умножением расчетных сопротивлений на

соответствующие коэффициенты условий работы m_i , которые принимаются по п. 3.2 СНиП II-25-80. К ним относятся: m_e , - учитывающий условия эксплуатации конструкций, которые определяются по табл. 1 СНиП II-25-80; m_t - учитывает влияние повышенных температур; m_d - учитывает влияние длительных нагрузок; m_o - учитывает наличие ослаблений - и другие коэффициенты условий работы. При совместном действии нескольких факторов перемножаются соответствующие им коэффициенты условий работы.

Модуль упругости древесины вдоль волокон $E = 10\,000$ МПа. Модуль упругости древесины также необходимо умножать на соответствующие коэффициенты условий работы, принятые для расчетных сопротивлений. В случае использования строительной фанеры расчетные сопротивления фанеры определяются по табл. 10 СНиП II-25-80, а модули упругости фанеры приведены в табл. 11 СНиП II-25-80.

Таблица 2.4

Извлечение из табл. 3 СНиП II-25-80

Напряженное состояние и характеристики элементов	Обозначение	Расчетные сопротивления, МПа, для сортов древесины		
		1	2	3
1. Изгиб, сжатие и смятие вдоль волокон:				
а) элементы прямоугольного сечения (за исключением указанных в подпунктах «б», «в») высотой до 50 см	$R_{и}, R_{сж}, R_{см}$	14	13	8,5
б) элементы прямоугольного сечения шириной свыше 11–13 см	$R_{и}, R_{сж}, R_{см}$	15	14	10
в) элементы прямоугольного сечения шириной свыше 13 см при высоте сечения свыше 13–50 см	$R_{и}, R_{сж}, R_{см}$	16	15	11
г) элементы из круглых лесоматериалов без врезок в расчетном сечении	$R_{и}, R_{сж}, R_{см}$	–	16	10
2. Растяжение вдоль волокон:				
а) неклееные элементы	R_p	10	7	–
б) клееные элементы	R_p	12	9	–
3. Сжатие и смятие по всей площади поперек волокон	$R_{сж,90}, R_{см,90}$	1,8	1,8	1,8
4. Скалывание вдоль волокон:				
а) при изгибе неклееных элементов	$R_{ск}$	1,8	1,6	1,6
б) при изгибе клееных элементов	$R_{ск}$	1,6	1,5	1,5

Железобетон.

Железобетон является комплексным строительным материалом, в котором совместно работают бетон и стальная арматура. Для понимания работы железобетона и определения характеристик, необходимых для расчета, рассмотрим каждый из входящих в его состав материалов.

Таблица 4 СНиП II-25-80

Древесные породы	Коэффициент m , для расчетных сопротивлений		
	растяжению, изгибу, сжатию и смятию вдоль волокон $R_{\text{д}}$, $R_{\text{д1}}$, $R_{\text{сд}}$, $R_{\text{сд1}}$	сжатию и смятию поперек волокон $R_{\text{сд,поп}}$, $R_{\text{сд1,поп}}$	скалыванию $R_{\text{ск}}$
Хвойные			
1. Лиственница, кроме европейской и японской	1,2	1,2	1
2. Кедр сибирский, кроме Красноярского края	0,9	0,9	0,9
3. Кедр Красноярского края, сосна веймутова	0,65	0,65	0,65
4. Пихта	0,8	0,8	0,8
Твердые лиственные			
5. Дуб	1,3	2	1,3
6. Ясень, клен, граб	1,3	2	1,6
7. Акация	1,5	2,2	1,8
8. Береза, бук	1,1	1,6	1,3
9. Вяз, ильм	1	1,6	
Мягкие лиственные			
10. Ольха, липа, осина, тополь	0,8	1	0,8

Бетон.

Для железобетонных конструкций применяют конструкционные бетоны:

- тяжелый, средней плотности свыше 2200 и до 2500 кг/м³ включительно;
- мелкозернистый, средней плотности свыше 1800 кг/м³;
- легкий, плотной и поризованной структуры;
- ячеистый, автоклавного и неавтоклавного твердения;
- специальный бетон - напрягающий.

Основным показателем качества бетона является класс прочности на сжатие, который устанавливается на основании испытаний бетонных кубов в возрасте 28 суток. При выполнении расчетов железобетонных конструкций классом прочности бетона задаются, принимая его в соответствии с требованиями СП 52-101-2003 или СП 52-102-2004.

Для железобетонных конструкций не допускается применять: тяжелый и мелкозернистый бетон по прочности на сжатие ниже В10; легкий бетон по прочности на сжатие ниже В3,5 для однослойных и ниже В2,5 для двухслойных конструкций. Большинство несущих конструкций выполняется в настоящее время из тяжелого бетона, и чаще всего класс прочности бетона в таких конструкциях принимается в пределах В15-В35.

Нормативные (R_{bn} , R_{btn}) и расчетные (R_b , R_{bt}) сопротивления бетона определяются по табл. 5.1, 5.2 СП 52-101-2003 в зависимости от класса прочности бетона на сжатие. Значения некоторых расчетных сопротивлений для тяжелого бетона приведены в табл. 2.6.

Таблица 2.6

Извлечение из табл. 5.2 СП 52-101-2003

Вид сопротивления	Бетон	Расчетные значения сопротивления бетона для предельных состояний первой группы R_b и R_{bt} , МПа, при классе бетона по прочности на сжатие					
		B10	B15	B20	B25	B30	B35
Сжатие осевое (призменная прочность) R_b	Тяжелый и мелкозернистый	6,0	8,5	11,5	14,5	17,0	19,5
Растяжение осевое R_{bt}	Тяжелый	0,56	0,75	0,9	1,05	1,15	1,3

Расчетные сопротивления бетона R_b , R_{bt} могут снижаться (или повышаться) путем умножения их значений на коэффициенты условий работы бетона γ_{bi} , учитывающие длительность действия нагрузки, многократную повторяемость нагрузки, способ изготовления конструкции и т.п. Значения коэффициентов условий работы γ_{bi} приведены в п. 5.1.10 СП 52-101-2003. Наиболее часто применяется в расчетах коэффициент условия работы бетона γ_{b1} . Если на конструкцию действуют только постоянные и временные длительные нагрузки, коэффициент $\gamma_{b1} = 0,9$; в случае действия постоянной, временной длительной и кратковременной нагрузки коэффициент $\gamma_{b1} = 1,0$.

Начальный γ_{b1} модуль упругости бетона численно равен $E_b = tg\alpha$, он зависит от класса прочности бетона на сжатие. Для тяжелого бетона естественного твердения и подвергнутого тепловой обработке значения модулей упругости приведены в табл. 2.7.

Таблица 2.7

Извлечение из табл. 5.4 СП 52-101-2003

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
19,0	24,0	27,5	30,0	32,5	34,5

Арматура.

Арматура в железобетонных конструкциях принимается в зависимости от типа конструкции, наличия предварительного напряжения, а также условия эксплуатации зданий и сооружений.

В соответствии с требованиями п. 5.3.2 СНиП 52-01-2003 при изготовлении железобетонных конструкций применяют арматуру следующих видов:

- горячекатаную гладкую периодического профиля диаметром 6-40 мм (класс А);
- термомеханически упрочненную периодического профиля диаметром 6-40 мм (класс А);
- холоднодеформируемую периодического профиля диаметром 3-12 мм (класс В);
- арматурные канаты диаметром 3-15 мм (класс К);
- неметаллическую композитную арматуру.

Для железобетонных конструкций, выполняемых из тяжелого бетона без предварительного напряжения, применяют гладкую арматуру класса А240 (А-I) и арматуру периодического профиля классов А300 (А-II), А400 (А-III, А240С), А500 (А500С), В500 (Вр-I, В500С). В таких конструкциях в качестве арматуры, устанавливаемой по расчету, рекомендуется преимущественно принимать арматуру периодического профиля классов А500 и А400, а также арматуру класса В500 в сварных сетках и каркасах (п. 5.2.3 СП 52-101-2003).

Для армирования предварительно напряженных железобетонных конструкций наряду с перечисленными классами арматуры применяют арматуру более высоких классов до А1500, В2000, К2500.

Для монтажных петель следует применять арматуру класса А240 марок СтЗсп и СтЗпс.

Расчетные сопротивления арматуры, установленные для продольной арматуры при работе на растяжение – R_s , при работе на сжатие – R_{sc} и для арматуры поперечных стержней – R_{sw} . Значение модуля упругости арматуры принимают одинаковыми при растяжении и сжатии и равным $E_s = 2,0 \cdot 10^5$ МПа (п. 5.2.10 СП 52-101-2003).

Защитный слой бетона.

Арматура в железобетонных конструкциях должна иметь защитный слой бетона (пп. 8.3.1, 8.3.2 СП 52-101-2003), который обеспечивает ее совместную работу с бетоном, предохраняет арматуру от коррозии, обеспечивает огнестойкость конструкции. Толщина защитного слоя бетона назначается с учетом типа конструкции, условий ее эксплуатации и зависит от назначения и диаметра арматуры.

Извлечение из табл. 5.7, 5.8 СП 52-101-2003

Арматура классов	Номинальный диаметр арматуры, мм	Нормативные сопротивления $R_{sn} = R_{s,ser}$, МПа	Расчетные значения сопротивления арматура для предельных состояний первой группы, МПа		
			растяжению		сжатию, R_{sc}
			продольной R_s	поперечной (хомутов и отогнутых стержней) R_{sw}	
A240 (A-I)	6-40	240	215	170	215
A300 (A-II)	6-40	300	270	215	270
A400 (A-III)	6-40	400	355	285	355
A500	10-40	500	435	300	435 (400)
Bp-I (B500)	3-12	500	415	300	415 (360)

Примечание. Значение R_{sc} в скобках используют только при расчете на кратковременное действие нагрузки.

Таблица 2.9

Таблица 8.1 СП 52-101-2003

№ п/п	Условия эксплуатации конструкций зданий	Толщина защитного слоя бетона, мм, не менее
1	В закрытых помещениях при нормальной и пониженной влажности	20
2	В закрытых помещениях при повышенной влажности (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий)	25
3	На открытом воздухе (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий)	30
4	В грунте (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий), в фундаментах при наличии бетонной подготовки	40

Каменная кладка.

Для кирпичной кладки чаще всего применяют следующие виды кирпичей: глиняные пластического прессования, глиняные полусухого прессования, силикатные. Как известно из курса «Строительные материалы», они могут быть полнотелыми и пустотелыми, одинарными и полуторными. Для кирпичной кладки чаще применяют цементные и цементно-известковые растворы, в которых известь повышает пластичность раствора, но возможно применение и других растворов.

В каменной кладке возникают упругие и пластические деформации, что учитывается при расчетах каменных конструкций.

Расчетные сопротивления сжатию каменной кладки приводятся в табл. 2-9 СНиП II-22-81, они зависят от состава каменной кладки: марок кирпича, камней, блоков и марок раствора, а также от высоты ряда кладки и др.

Зависимость между модулем упругости каменной кладки E_0 и временным сопротивлением R_u принимается по уравнению

$$E_0 = \alpha R_u$$

где α - упругая характеристика каменной кладки. Упругая характеристика каменной кладки используется при расчетах каменных конструкций (табл. 15 СНиП II-22-81).

В каменных конструкциях кроме работы на сжатие возможны случаи работы кладки на растяжение, изгиб или срез. Каменная кладка плохо работает на растяжение, при воздействии на нее растягивающих усилий разрушение может происходить по перевязанному сечению или по горизонтальному шву (по неперевязанному сечению). Прочность неперевязанного сечения зависит от прочности раствора. Специально проектировать каменные конструкции, работающие по неперевязанному сечению, запрещено, но подобная работа возникает в каменной кладке при внецентренном сжатии. Несколько лучше каменная кладка работает на растяжение по перевязанному сечению, но, как и работа кладки на изгиб и срез, подобная работа встречается достаточно редко в небольшом числе конструкций (рис. 1, 2, 3 СНиП II-22-81).

Расчетные сопротивления кладки сжатию следует умножать на коэффициенты условия работы γ_c . Для столбов и простенков площадью сечения 0,3 м² и менее коэффициент условия работы $\gamma_c = 0,8$. Более подробно см. пп. 3.11, 3.12, 3.13 СНиП II-22-81.

Таблица 2.10

Извлечение из табл. 2 СНиП II-22-81

Марка кирпича или камня	Расчетные сопротивления R, МПа, сжатию кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами шириной до 12 мм при высоте ряда кладки 50-150 мм на тяжелых растворах							
	при марке раствора						при прочности раствора	
	200	150	100	75	50	25	0,2	нулевой
200	3,2	3,0	2,7	2,5	2,2	1,8	1,3	1,0
150	2,6	2,4	2,2	2,0	1,8	1,7	1,0	0,8
125	-	2,2	2,0	1,9	1,7	1,5	0,9	0,7
100	-	2,0	1,8	1,7	1,5	1,3	0,8	0,6
75	-	-	1,5	1,4	1,3	1,1	0,6	0,5
50	-	-	-	1,1	1,0	0,9	0,5	0,35

Примечание. Расчетные сопротивления кладки на цементных растворах марок от 4 до 50 следует уменьшать, применяя понижающие коэффициенты: 0,85- для кладки на жестких цементных растворах (без добавок извести) и известковых растворах в возрасте до 3 мес.; 0,9 – для кладки на цементных растворах (без извести или глины) с органическими пластификаторами.

Лекция № 5: «Классификация нагрузок»

Нагрузки подразделяются на объемные и поверхностные. Объемные прикладываются к каждой частице конструкции (тела), к ним относятся силы притяжения (гравитации) и силы инерции; поверхностные воздействуют в местах поверхности контакта при сопряжении конструкций между собой или их частей и в местах контакта машин, механизмов с конструкциями. Силы притяжения земли, приложенные к телу, принято называть его весом. Силы инерции передаются на конструкции производственных зданий, мостов и т.п., в простейших расчетах сталкиваться с ними не приходится.

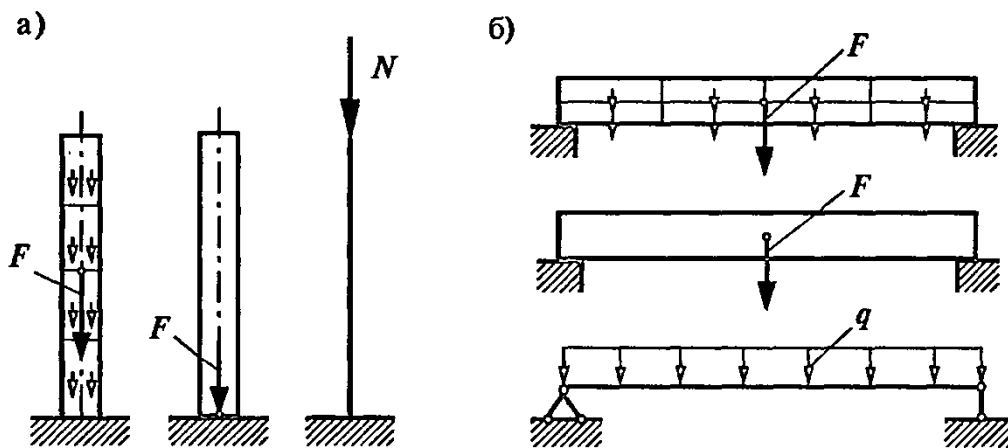


Рис. 3.1. Нагрузки от собственного веса конструкций:
а) колонны; б) балки

Поверхностные нагрузки возникают в месте опирания (соединения) различных конструкций и считаются:

- а) сосредоточенными, если площадь (поверхность) контакта невелика, например при опирании балки на стену, колонну (рис. 3.2, а);
- б) распределенными, если передача нагрузки (давления) осуществляется по линии или площади. Такие нагрузки называют соответственно распределенными по длине (погонными), например при опирании плиты на балку или стену (рис. 3.2, б), и распределенными по площади, например при опирании фундамента на грунт (рис. 3.2, в).

Общепринято сосредоточенные нагрузки обозначать прописными буквами (N , F , G), а равномерно распределенные нагрузки - строчными (p , q , g и др.).

В зависимости от продолжительности действия нагрузки подразделяются в соответствии с главой СНиП 2.01.07-85* на постоянные и временные (длительные, кратковременные, особые).

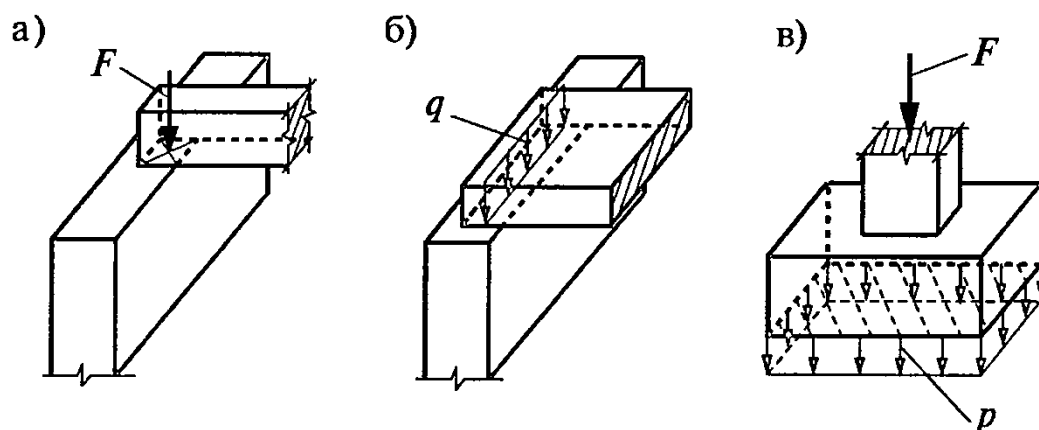


Рис. 3.2. Поверхностные нагрузки:
а) — сосредоточенные; б) — распределенные по длине;
в) — распределенные по площади

Постоянными являются нагрузки, которые при строительстве и эксплуатации сооружения действуют постоянно. **Временными** являются нагрузки, которые в отдельные периоды строительства и эксплуатации могут отсутствовать.

К постоянным нагрузкам относятся:

- вес частей зданий и сооружений, в том числе вес несущих и ограждающих строительных конструкций;
- вес и давление грунтов (насыпей, засыпок), горное давление;
- воздействие предварительного напряжения в конструкциях.

Временные нагрузки оказывают различное влияние на конструкции в зависимости от продолжительности действия, поэтому их разделяют на длительные, кратковременные и особые.

К временным длительным нагрузкам относятся:

- вес временных перегородок;
- вес стационарного оборудования: станков, аппаратов и др.;
- нагрузки на перекрытия в складских помещениях, холодильниках, зернохранилищах, архивах, библиотеках и подсобных зданиях и помещениях;
- нагрузки на перекрытия жилых и общественных зданий с пониженными нормативными значениями, приведенными в табл. 3 СНиП 2.01.07-85*;
- снеговые нагрузки с пониженным расчетным значением, определяемым умножением полного расчетного значения на коэффициент 0,5.

В СНиП 2.01.07-85* приведено более 10 видов длительных нагрузок, здесь рассмотрены и сокращенно изложены наиболее распространенные.

К кратковременным нагрузкам относятся:

- нагрузки на перекрытия жилых и общественных зданий с полными нормативными значениями;
- снеговые нагрузки с полным расчетным значением;
- нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования (мостовых и подвесных кранов, тельферов, погрузчиков и т.п.);
- нагрузки, возникающие при изготовлении, перевозке и возведении конструкций, при монтаже и перестановке оборудования, а также нагрузки от веса временно складироваемых на строительстве изделий и материалов (за исключением нагрузок в местах, специально предназначенных для складирования и хранения материалов), кратковременные нагрузки от веса насыпного грунта и др.;
- нагрузки от оборудования, возникающие в пускоостановочном, переходном и испытательном режиме;
- ветровые нагрузки;
- температурные и климатические воздействия.

Так же как и длительные нагрузки, кратковременные перечислены сокращенно и описаны упрощенно, более подробно см. СНиП 2.01.07-85*.

К особым нагрузкам относятся:

- сейсмические и взрывные воздействия;
- нагрузки, вызываемые резким нарушением технологического процесса, временной неисправностью или поломкой оборудования;
- воздействия неравномерных деформаций, сопровождающиеся изменением структуры грунта (например, деформации просадочных грунтов при замачивании или вечномерзлых грунтов при оттаивании), воздействия деформации земной поверхности в районах влияния горных выработок и в карстовых районах.

Как уже отмечалось, все перечисленные нагрузки могут принимать нормативные и расчетные величины (значения).

Сочетания нагрузок.

Нагрузки действуют, как правило, не отдельно, а в сочетании друг с другом. Нормы предписывают учитывать совместное действие нагрузок, при этом в зависимости от их состава должны различаться:

а) основные сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных нагрузок;

б) особое сочетание нагрузок, состоящее из постоянных, длительных, возможных кратковременных и одной из особых нагрузок.

При основном сочетании, если принята одна кратковременная нагрузка, она принимается без уменьшения; если приняты две и более, они домножаются на коэффициент 0,9, а длительные нагрузки на коэффициент 0,95.

При особом сочетании кратковременные нагрузки принимаются с коэффициентом 0,8, особые без снижения, длительные - с коэффициентом 0,95. Подробнее см. пп. 1.10-1. 13 СНиП 2.01.07-85*.

Единицы измерения, используемые при расчетах строительных конструкций.

Единицы измерения, принятые в настоящее время для расчетов строительных конструкций, определяются строительными нормами СН 528-80 «Перечень единиц физических величин, подлежащих к применению в строительстве».

Таблица 3.1

Величина	Обозначение	Единица измерения
Масса	m	кг (килограмм)
Объем	V	м ³ (метры кубические)
Плотность материала	ρ	кг/м ³
Удельный вес	$\gamma = \rho \cdot g$	Н/м ³ , кН/м ³
Нормативная сосредоточенная нагрузка, сила	$N_n = m \cdot g$ $N_n = \gamma \cdot V$	Н, кН (ньютон, килоньютон)
Напряжение, давление, распределенная по площади нагрузка	$\sigma = N/A$, $p = N/A$	Па, кПа, МПа (паскаль, килопаскаль, мегапаскаль)
Нагрузка, распределенная по длине элемента (погонная нагрузка)	$q = N/l$	Н/м, кН/м

Лекция № 6: «Нормативные нагрузки»

В расчетах нормативные нагрузки обозначаются индексом «*n*», который записывается снизу или сверху буквенного обозначения нагрузки. Сосредоточенные нормативные нагрузки (силы): N_n , F_n - нормативные сосредоточенные нагрузки (кН). Нагрузки, распределенные по площади или по длине элемента (погонные нагрузки): g_n, p_n, q_n - нормативные распределенные нагрузки (кПа, кН/м).

Нормативные нагрузки от веса конструкций должны определяться по данным стандартов и заводов-изготовителей или по проектным размерам и плотностям материалов с учетом их весовой влажности для предусмотренных условий возведения и эксплуатации зданий и сооружений. Для сбора нагрузок необходимо знать размеры конструкций или частей здания; они, как правило, или известны, или ими задаются предварительно, а затем уточняют и, если нужно, делают перерасчет. Плотность строительных материалов приводится в справочниках.

Нормативные временные нагрузки, необходимые для расчета конструкций, установлены СНиП 2.01.07-85*:

- нагрузки на перекрытия и лестницы зданий приведены в табл. 3 СНиП (см. также табл. 3.3.);
- ветровые нагрузки. Нормативное значение средней составляющей ветровой нагрузки на высоте z над поверхностью земли определяют по формуле:

$$w_{m,n} = w_0 k c_e$$

где w_0 – нормативное значение ветрового давления. Определяется в зависимости от района строительства по карте районирования территории России по скоростному напору ветра (карта № 3 Приложения 5 и табл. 6 СНиП);

k - коэффициент, учитывающий изменение ветрового давления w_0 по высоте в зависимости от типа местности, принимается по п. 6.5 табл. 6 СНиП;

c_e - аэродинамический коэффициент (коэффициент обтекания); для вертикальных поверхностей принимают: с наветренной стороны $c = +0,8$; с заветренной стороны в общем случае $c = -0,6$. Более подробные данные об определении коэффициента c_e см. Приложение 4 СНиП;

- нормативное значение снеговой нагрузки определяется умножением ее расчетного значения на коэффициент 0,7;

$$s_n = 0,7s$$

где s – полное расчетное значение снеговой нагрузки на горизонтальную проекцию покрытия;

- нагрузки от оборудования, складываемых материалов, мостовых и подвесных кранов определяются по указаниям СНиП.

Лекция № 7: «Расчетные нагрузки»

Расчетные нагрузки определяются как произведение нормативной нагрузки на коэффициент надежности по нагрузкам γ_f , который учитывает возможность отклонения нагрузок в неблагоприятную сторону от нормативных значений:

$N = N_n \gamma_f$, - расчетная сосредоточенная нагрузка (сила);

$q = q_n \gamma_f$, - расчетная нагрузка, распределенная по площади или по длине элемента (погонная нагрузка).

Для определения расчетных значений нагрузок устанавливаются соответствующие коэффициенты надежности по нагрузкам γ_f . Для постоянных нагрузок от веса конструкций коэффициенты γ_f определяются по табл. 1 СНиП 2.01.07-85*. Например, для бетонных (со средней плотностью свыше 1600 кг/м³), железобетонных, каменных и деревянных конструкций коэффициент надежности по нагрузке равен 1,1 (т.е. учитывается возможность увеличения нормативного значения нагрузки на 10%); для стяжек, засыпок, теплоизоляционных, выравнивающих слоев коэффициент γ_f принимается: если слой выполнен в заводских условиях, $\gamma_f = 1,2$; на строительной площадке $\gamma_f = 1,3$.

Для временных нагрузок на перекрытия и лестницы коэффициент надежности по нагрузкам γ_f принимается 1,3 или 1,2 и определяется по п. 3.7 СНиП 2.01.07-85* (для нагрузок, принятых по табл. 3 СНиП 2.01.07-85*, с нормативным значением p_n меньше 2,0 кПа $\gamma_f = 1,3$; для нагрузок с $p_n \geq 2,0$ кПа $\gamma_f = 1,2$).

Несколько отличается методика определения расчетной снеговой нагрузки. Так, полное значение расчетной снеговой нагрузки на горизонтальную поверхность покрытия определяется по формуле

$$s = s_q \mu$$

где s_q - вес снегового покрова на 1 м² горизонтальной проекции поверхности земли. Он принимается по табл. 4* СНиП в зависимости от снегового района Российской Федерации, который определяется по карте 1 обязательного Приложения СНиП;

μ - коэффициент перехода от веса снегового покрова земли к снеговой нагрузке на покрытие, принимаемый по Приложению 3* СНиП. Коэффициент μ учитывает, что на крутых кровлях ($\alpha \geq$

60°) снег практически не задерживается, и тогда коэффициент $\mu = 0$; при уклонах кровли $\alpha \leq 25^\circ$ коэффициент $\mu = 1,0$, т.е. считается, что весь снег остается на крыше. При промежуточных значениях наклона кровли величина коэффициента μ принимается по интерполяции.

При определении снеговой нагрузки учитывают вероятность того, что снег может распределяться неравномерно по кровле (на одном скате больше, чем на другом, или около выступающих частей могут образовываться снеговые мешки, см. Приложение 3* СНиП). Учет данных обстоятельств ведется при помощи рассмотрения различных схем загрузки снеговой нагрузкой (при расчете принимается такое из приведенных в СНиП загрузке, которое является худшим для рассчитываемой конструкции).

Для ветровых нагрузок коэффициент надежности по нагрузкам принимается $\gamma_f = 1,4$. Расчетное значение ветровой нагрузки определяется по формуле:

$$w = w_{m,n} \gamma_f$$

Лекция № 8: «Балки»

Схему балки, в которой отражены материал, форма и размеры сечения, а также специальные устройства (анкеры, болты, приварка и т.д.), будем называть конструктивной схемой балки. На рис. 4.1 приведены конструктивные схемы железобетонной (а), деревянной (б) и стальной (в) балок, а также способы прикрепления их к нижележащим конструкциям, которые служат для балок опорами.

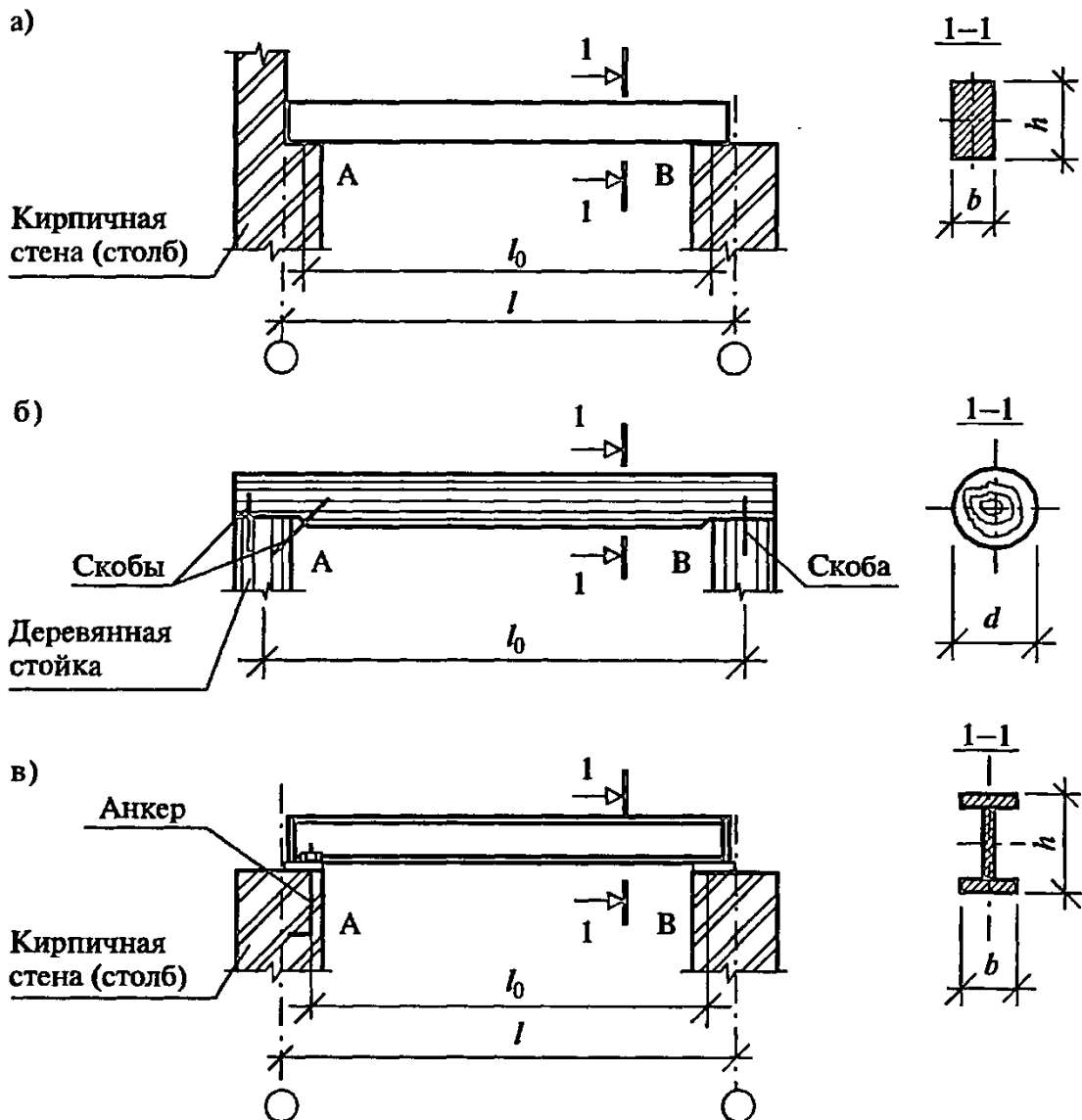


Рис. 4.1. Конструктивные схемы балок:
а) железобетонной; б) деревянной; в) стальной;
 l_0 — расчетный пролет (определяется по рис. 4.3)

Конструктивные схемы по ряду причин, на которых не будем останавливаться, не дают возможности определить реакции опор и внутренние усилия в балке, поэтому введем следующие упрощения:

а) балку заменим ее геометрической осью, т.е. линией, проходящей через центры тяжести поперечных сечений. Это упрощение позволяет не рассматривать материал, форму и размеры сечения, считая, что реакции и внутренние усилия от них не зависят, а зависят только от нагрузок, действующих на балку;

б) силу давления балки на опору F будем считать приложенной в одной точке - центре опорной поверхности. Это допущение вытекает из предпосылки, что давление балки на опору p равномерно распределено по всей опорной поверхности (рис. 4.2), на самом деле оно передается неравномерно, но учесть это трудно;

в) расстояние между серединами опорных участков считается расчетной длиной балки l_0 или расчетным пролетом (рис 4.3) $l_0 = l - 2(l_{оп}/2) - 2\delta$;

г) будем считать, что силы трения по плоскости контакта балки и опоры (или теперь в точке опирания балки) отсутствуют (опоры, в которых пренебрегают силой трения, называют идеальными).

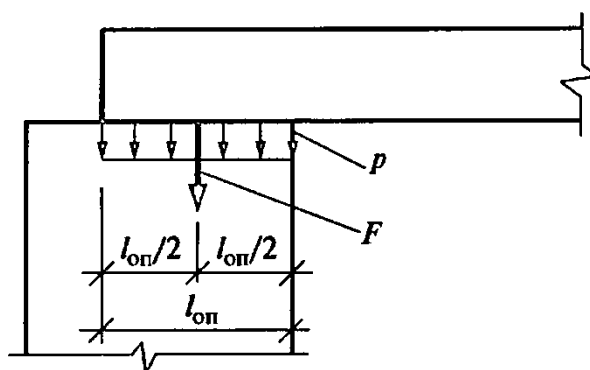


Рис. 4.2. Схема распределения давления под балкой:
 $l_{оп}$ — длина опорного участка балки

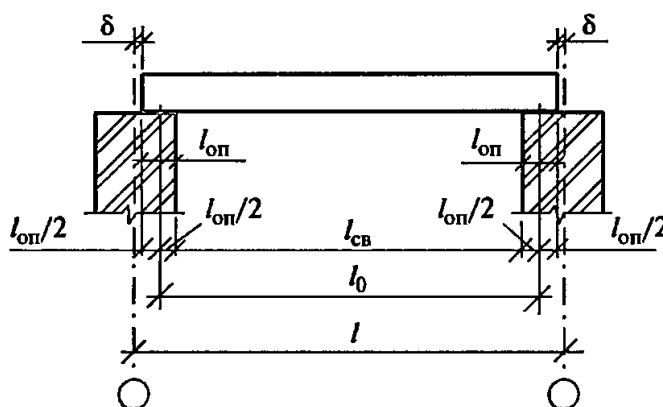


Рис. 4.3. Схема определения расчетного пролета: l — расстояние между разбивочными осями; $l_{св}$ — расстояние между опорами в свету; l_0 — расчетный пролет; $l_{оп}$ — опорный участок; δ — расстояние от оси до края элемента

Полученная на основе принятых упрощений схема балки называется ее расчетной схемой.

Таким образом, расчетная схема любой конструкции вообще и балки в частности - это идеализированное изображение конструктивной схемы, в которой не отражены свойства, незначительно влияющие на точность расчета.

Для получения расчетной схемы балок, изображенных на рис. 4.1, подробно рассмотрим их опоры. При этом также будем различать конструктивную и расчетную схемы опор балки.

Построение расчетной схемы часто сопряжено с учетом очень многих факторов. Например, если сила F будет действовать не справа налево, а слева направо, как показано на рис. 4.7, то на левой опоре следует предусмотреть специальные устройства (анкеры, болты, прихватку сваркой закладных деталей балки и опоры - рис. 4.6) или поменять местами опоры. Последнее утверждение весьма условно, так как обычно опоры балки проектируются без учета направления нагрузок. Хотя в строительной практике наиболее часто встречаются вертикальные нагрузки, но опоры балки также должны обеспечивать ее неподвижность в горизонтальном направлении.

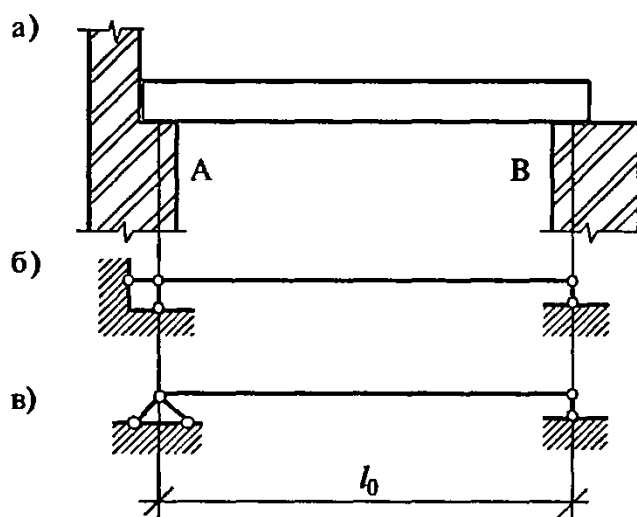


Рис. 4.6. Схема простой балки:
а) конструктивная схема простой балки; б), в) расчетные схемы

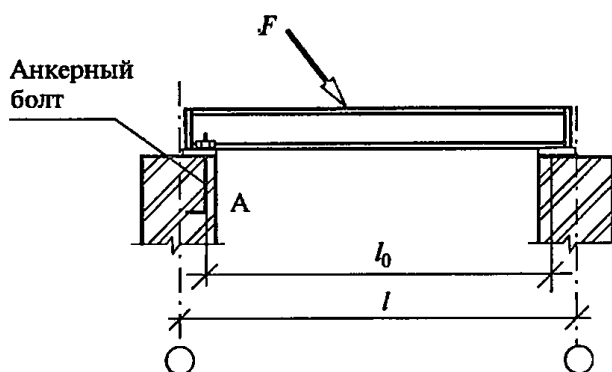


Рис. 4.7. Крепление балки к опоре с помощью анкерного устройства

Опираие балок или плит на кирпичные стены может быть осуществлено в соответствии с рис. 4.8, *а*. Если исходить из принятых выше обозначений опор, то такая балка должна иметь две шарнирные неподвижные опоры (рис. 4.8, *в*). В реальных балочных конструкциях при таком опирании под действием нагрузки в результате деформации балки расстояние между ее концами уменьшается, не встречая сопротивления опор горизонтальным перемещениям концов балки (если нет специальных устройств, препятствующих этому перемещению), - рис. 4.8, *б*. Более того, между торцом балки и, например, кирпичной кладкой всегда имеется зазор. Эти обстоятельства дают возможность считать только одну (причем при вертикальной нагрузке - любую) опору неподвижной, а расчетную схему принимать по рис. 4.8, *г*.

Если балка опирается на стены, как показано на рис. 4.9, *а*, что возможно в период строительства, то в расчетной схеме следовало бы считать в соответствии с принятыми упрощениями обе опоры подвижными (рис. 4.9, *б*). При отсутствии трения балка превращается в механизм, который начинает двигаться под действием незначительной случайной горизонтальной нагрузки, и поэтому не может быть конструкцией. В реальных конструкциях обязательно присутствует трение, которое обеспечивает неподвижность балки при незначительных горизонтальных нагрузках. Если они могут быть значительными, то необходимы специальные устройства, обеспечивающие неподвижность балки хотя бы на одном конце (анкеры, прихватка сваркой и т.п.). Поэтому расчетная схема такой балки может быть принята по рис. 4.9, *в*.

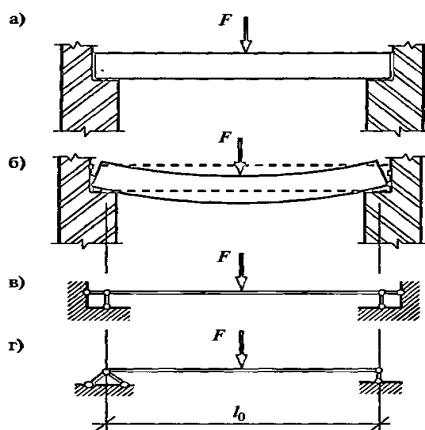


Рис. 4.8. Вариант опирания балки на кирпичные стены:
а) фактическая схема; б) деформированная схема; в) расчетная реальная схема; г) расчетная схема, принимаемая для расчета

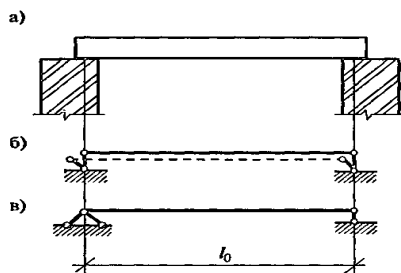


Рис. 4.9. Вариант опирания балки в период строительства:
а) конструктивная схема; б) расчетная идеальная схема; в) расчетная реальная схема

Балка на двух опорах может иметь один конец свободный (рис. 4.10, а), тогда участок балки длиной a , расположенный за опорой, называется консольным. Расчетная схема такой балки дана на рис. 4.10, б.

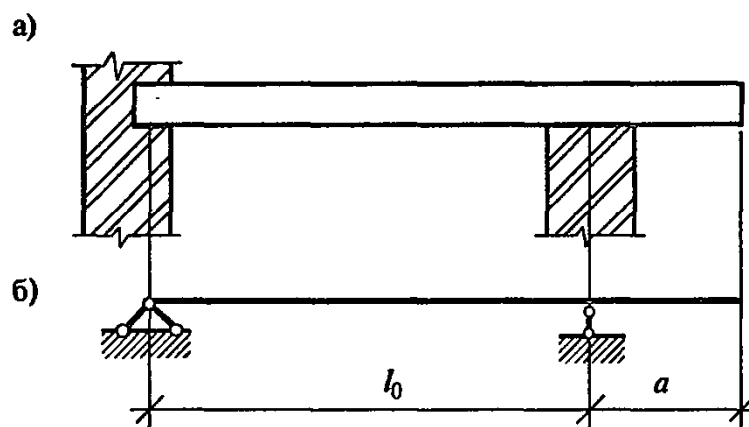


Рис. 4.10. Балка с консольным участком:
а) конструктивная схема; б) расчетная схема

Опоры, показанные на приведенных рисунках, применяют для сравнительно коротких балок. Для большепролетных балок и ферм, например, мостовые опоры устраивают иначе. Это вызвано тем, что при большой длине балки ее температурные удлинения (укорочения) значительны и силы трения существенно препятствуют свободной деформации, поэтому опоры надо устроить так, чтобы по возможности уменьшить силы трения. Кроме того, специально обеспечивают свободный поворот сооружений на опорах. Опоры, обеспечивающие свободный поворот (шарнирные опоры), показаны на рис. 4.11. Правая опора выполнена подвижной (катковая опора), что обеспечивает свободу температурных деформаций.

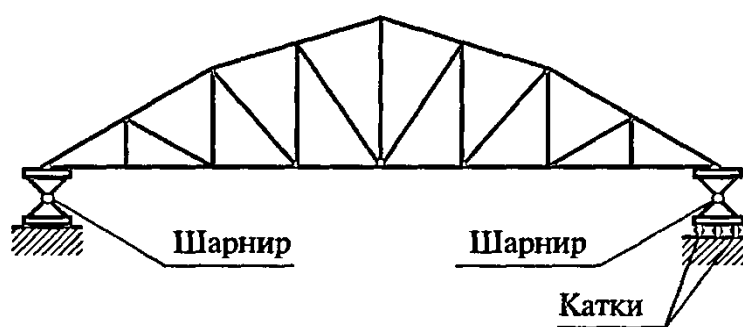


Рис. 4.11. Опоры большепролетных конструкций

При построении расчетной схемы по заданной конструктивной схеме вводимые упрощения и гипотезы должны давать разумную расчетную схему.

Лекция № 9: «Колонны»

Стальные колонны. Простейшие стальные колонны, прикрепляются к фундаментам с помощью опорных плит (относительно толстых стальных листов) и анкерных болтов. Они не обеспечивают жесткого защемления внизу и обладают податливостью, поэтому такое закрепление считается шарнирным (рис. 4.14).

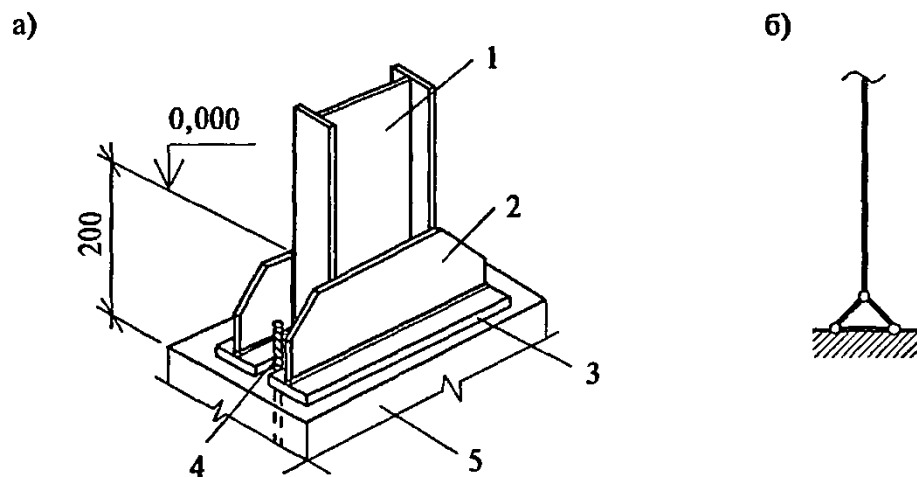


Рис. 4.14. Шарнирное крепление колонны к фундаменту:
а) конструктивная схема; б) расчетная схема;
1 — колонна; 2 — траверса; 3 — опорная плита базы колонны;
4 — анкерные болты (гайки, шайбы не показаны); 5 — фундамент

При необходимости обеспечить жесткое защемление прикрепления колонны к фундаменту используют более сложную конструкцию траверсы (рис. 4.15). Из рисунка видно, что поворот нижнего сечения колонны или опорной плиты практически исключается.

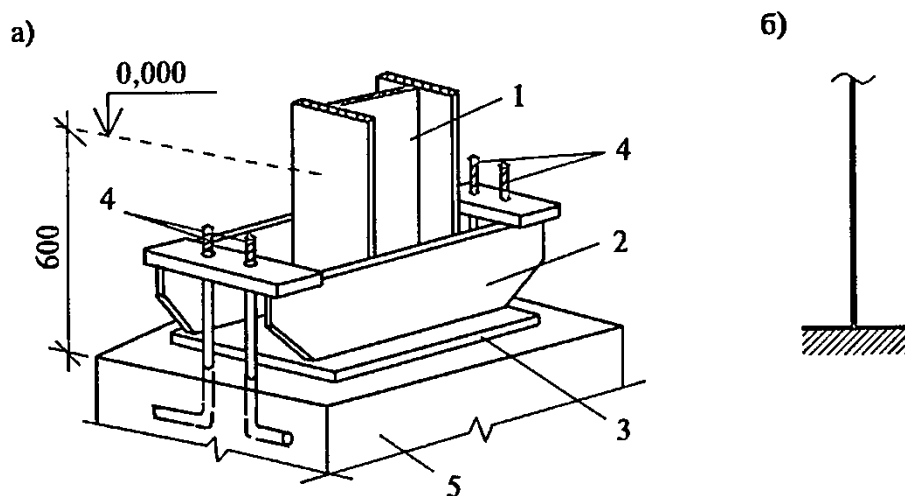


Рис. 4.15. Жесткое крепление колонны к фундаменту: а) конструктивная схема;
б) расчетная схема; 1 — колонна; 2 — траверса; 3 — опорная плита базы колонны; 4 — анкерные болты (гайки, шайбы не показаны); 5 — фундамент

Балки к колоннам могут прикрепляться как шарнирно, так и жестко. Пример шарнирного соединения балки с колонной показан на рис. 4.16, при таком креплении возможен поворот торцевого сечения. Пример жесткого соединения изображен на рис. 4.17, где балка через опорное ребро передает нагрузку на опорный столик колонны, а жесткое присоединение балки к колонне обеспечивается болтами, которые исключают поворот сечений, т.е. делают узел жестким. При этом следует понимать, что жесткость соединения балки с колонной зависит не от того, опирается она сверху или сбоку, а от способа соединения, обеспечивающего или не обеспечивающего возможность поворота. Опираание балки сверху можно сделать жестким, а примыкание сбоку шарнирным (если убрать часть болтов, оставив их только в нижней части соединения).

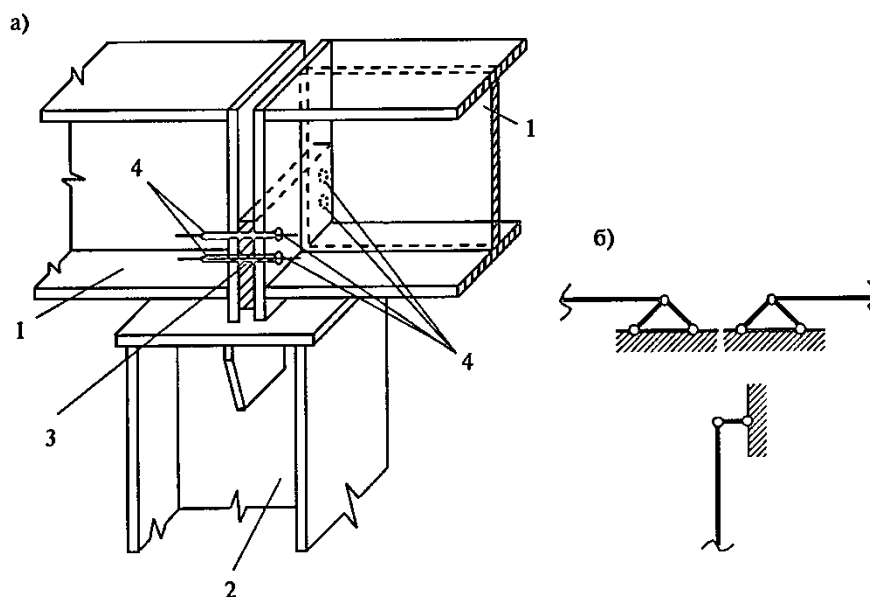


Рис. 4.16. Шарнирное прикрепление балки к стальной колонне: а) схема опирания балок; б) расчетная схема опор для балок и колонны; 1 — балки; 2 — колонна; 3 — стальная прокладка; 4 — болты (гайка и головка болта не показаны)

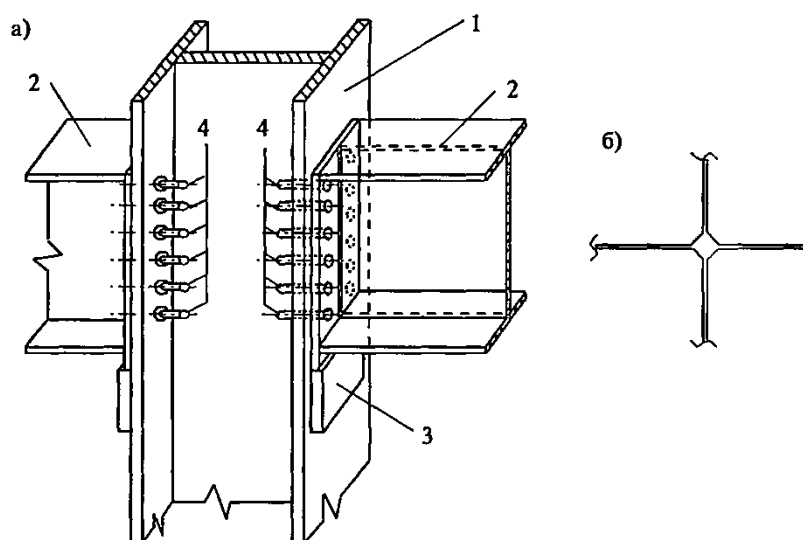


Рис. 4.17. Жесткое прикрепление балок к стальной колонне сбоку: а) схема опирания балок; б) расчетная схема сопряжения колонны и балок; 1 — колонна; 2 — балки; 3 — опорный столик колонны; 4 — болты (гайки и головки болтов не показаны)

Железобетонные колонны. Наиболее распространенные случаи соединения железобетонных колонн с фундаментом приведены на рис. 4.18, а. Колонны жестко заделываются в стакане фундамента с помощью монолитного бетона, что дает основание считать нижнюю часть колонны жестко заделанной на уровне обреза фундамента. Это справедливо, если размеры фундамента значительны и не дают возможности повернуться колонне вместе с фундаментом. Если размеры фундамента невелики, а колонна достаточно мощная, то возможен ее поворот вместе с фундаментом, что больше соответствует шарнирной опоре (рис. 4.18, б).

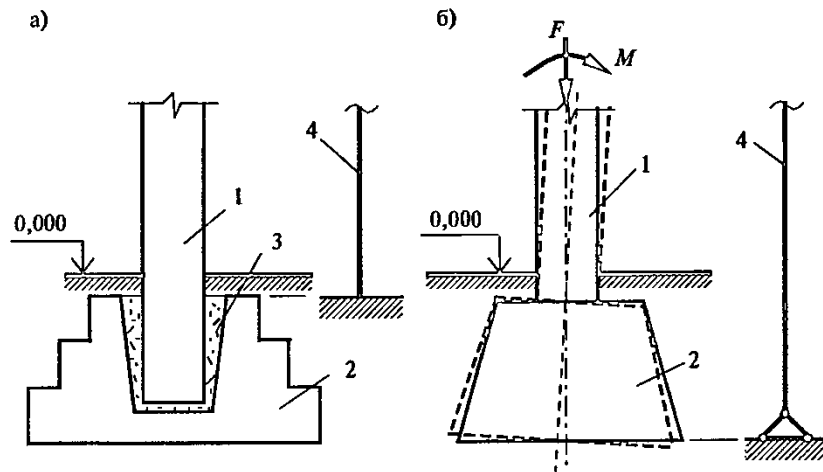


Рис. 4.18. Заделка железобетонных колонн в фундаментах:
а) жесткая при значительных размерах фундамента; б) шарнирная при небольших размерах фундамента и мощной колонне; 1 — колонна; 2 — фундамент; 3 — заделка стыка бетоном; 4 — расчетная схема колонны

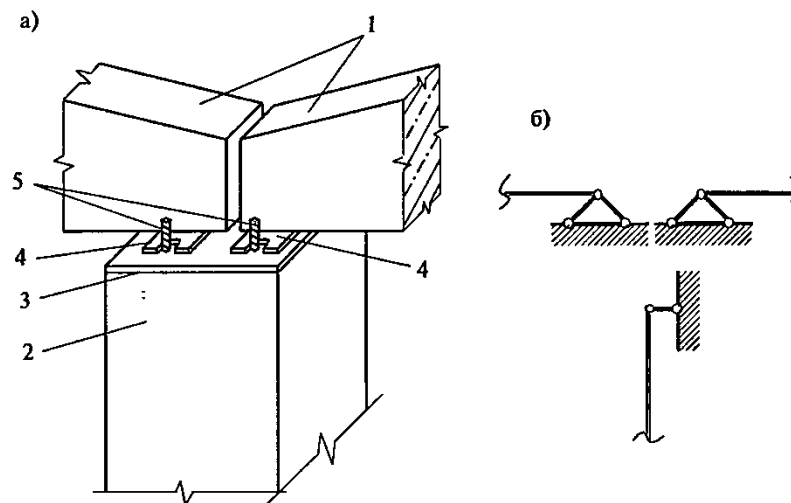


Рис. 4.19. Шарнирное опирание стропильной железобетонной балки на колонну: а) схема опирания; б) расчетная схема опирания балок на колонну и колонны на балки; 1 — балки; 2 — колонна; 3 — опорная плита колонны; 4 — закладные детали балки; 5 — болты (гайки не показаны)

Балки или фермы могут опираться сверху на колонну, в этом случае они крепятся с помощью анкерных болтов с гайками или при помощи приварки закладных деталей монтажными сварными швами. Подобное соединение можно считать шарнирным (рис. 4.19). В многоэтажных железобетонных каркасах опирание ригеля выполняется на консоль колонны, и в случае, когда приняты специальные меры, исключающие поворот опорного сечения ригеля, узел крепления

считается жестким (рис. 4.20). Если крепление ригелей к консолям колонн осуществлено просто приваркой закладных деталей, соединение считается шарнирным.

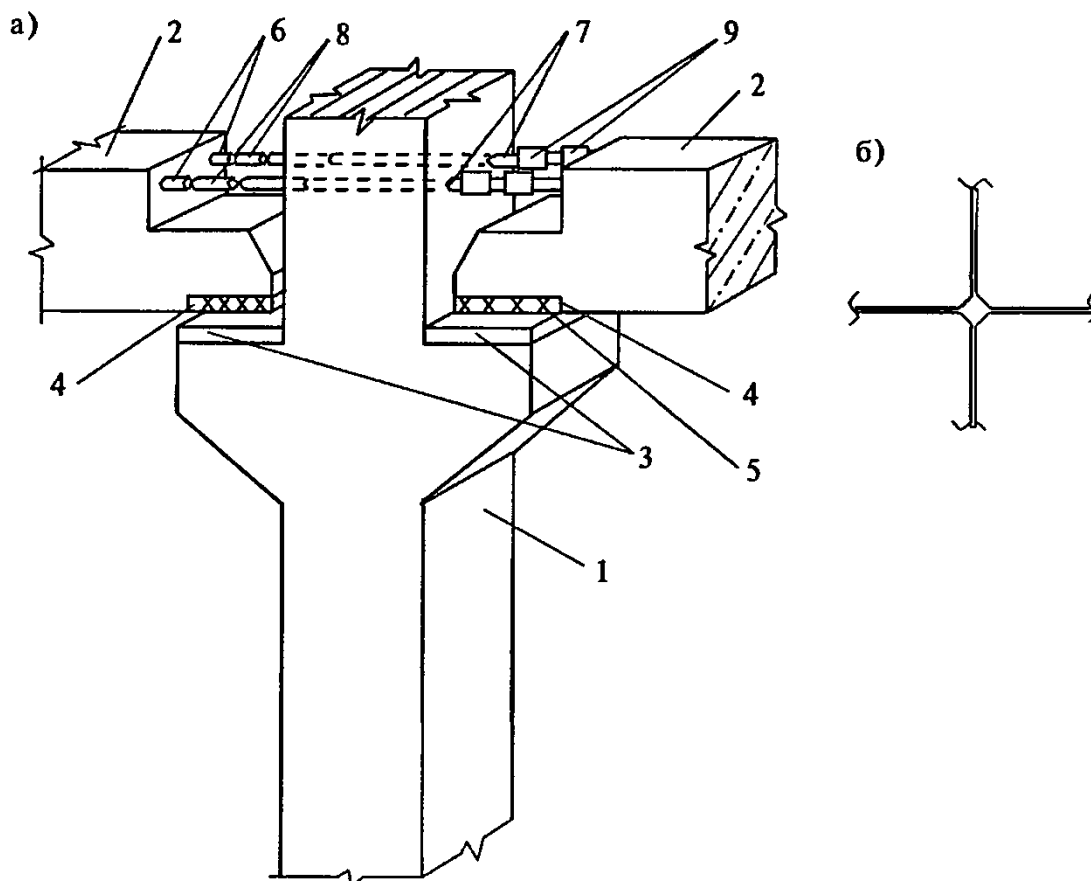


Рис. 4.20. Жесткое соединение железобетонного ригеля с колонной:
 а) схема соединения; б) расчетная схема сопряжения колонны и ригелей;
 1 – колонна; 2 – ригель; 3 – закладные детали колонны; 4 – закладные
 детали ригеля; 5 – монтажный сварной шов, соединяющий закладные
 детали; 6 – выпуски арматуры из ригеля; 7 – выпуски арматуры из колонны;
 8 – арматурные коротыши – стержни, привариваемые к выпускам арматуры
 ригеля и колонны; 9 – стык, выполненный ванной сваркой

Для определения расчетных длин железобетонных колонн следует пользоваться указаниями п. 6.2.18 СП 52-101-2003.

Деревянные стойки. Наиболее простой и распространенной конструкцией сопряжения деревянных стоек с лежнем и прогоном является конструкция, изображенная на рис. 4.21. Очевидно, что и сверху и внизу закрепление с помощью скоб и шипов является шарнирным. В деревянных стойках вообще трудно обеспечить жесткое защемление. Даже если замонолитить нижний конец стойки подобно железобетонной колонне в фундаменте, то из-за неизбежной со временем усушки древесины защемление будет частичным, что и учитывается в расчетах.

Кирпичные колонны. За редким исключением, кирпичные колонны опираются внизу на фундамент, и на них свободно опираются балки - как правило, без специальных приспособлений

(анкеров, обойм и т.д.), а это значит, что оба конца колонны в таком случае являются шарнирными (рис. 4.22).

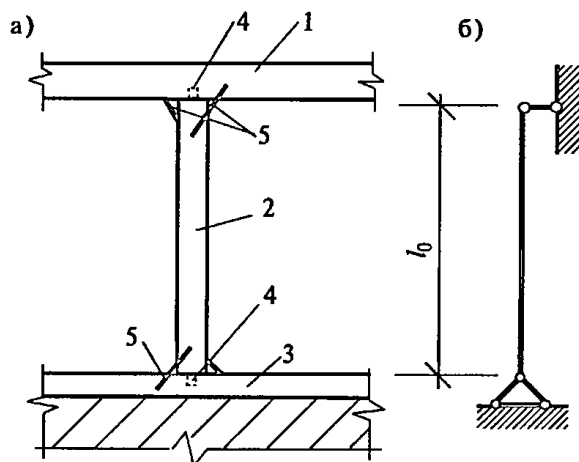


Рис. 4.21. Соединение деревянной стойки с прогоном:
 а) схема соединения; б) расчетная схема стойки; 1 — прогон;
 2 — стойка; 3 — лежень; 4 — шип; 5 — скоба

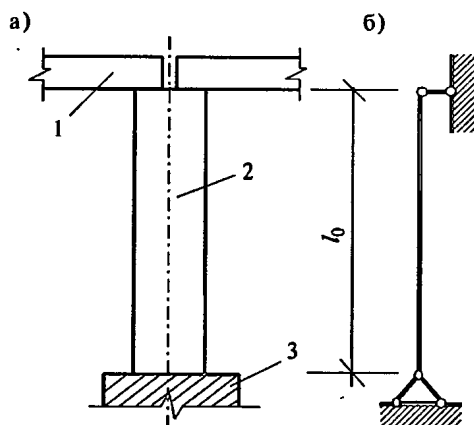


Рис. 4.22. Соединение кирпичной колонны с балкой и фундаментом:
 а) конструктивная схема столба; б) расчетная схема; 1 — балка;
 2 — колонна; 3 — фундамент

Из вышеизложенного следует, что шарнирное прикрепление колонн к конструкциям достигается более простыми приемами, нежели жесткое. Поэтому в простейших стоечно-балочных системах оно наиболее распространено. В многоэтажных, многопролетных каркасах жесткое соединение конструкций обеспечивает большую жесткость здания или сооружения. В целом, что часто достаточно важно и позволяет более рационально использовать материалы.

Лекция № 10: «Расчет колонн. Общие положения»

По характеру работы различают центрально-сжатые колонны и внецентренно сжатые. Центрально-сжатыми называются элементы, нагрузка на которые действует по центру тяжести сечения (в колоннах с симметричным сечением центр тяжести сечения принимается совпадающим с геометрическим центром (рис. 5.1, а). На внецентренно сжатые колонны сила действует не по центру тяжести, а с эксцентриситетом e_0 (рис. 5.1, б) или, что равнозначно, Одновременно приложены продольная сила N и изгибающий момент M , полагая, что $e_0 = M/N$.

Центральное сжатие более выгодно, так как конструкция испытывает менее сложное напряженное состояние, что позволяет зачастую проектировать более простые сечения элементов и полнее использовать несущую способность материала.

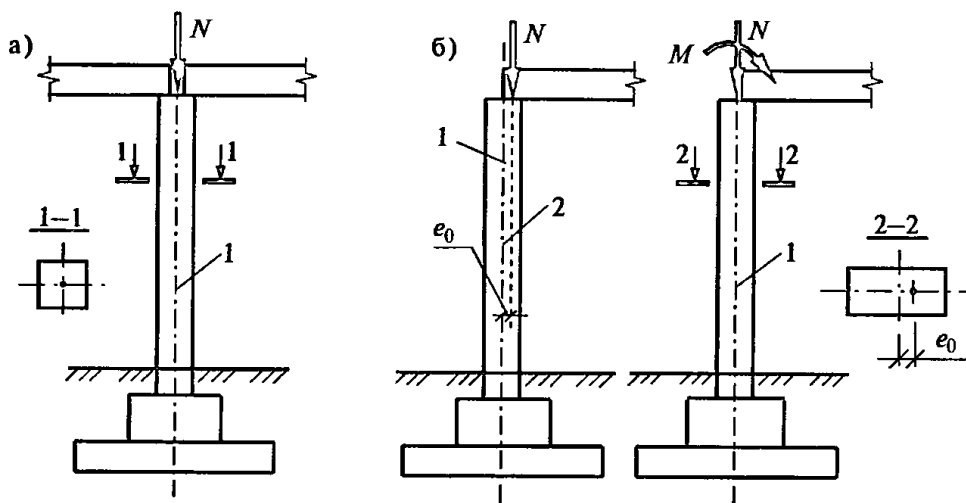


Рис. 5.1. Сжатые колонны: а) центрально-сжатые; б) внецентренно сжатые;
1 — ось центра тяжести колонны; 2 — ось приложения нагрузки

Работа центрально-сжатых колонн под нагрузкой и предпосылки для расчета по несущей способности.

Напряженно-деформированное состояние центрально-сжатых колонн и характер их разрушения зависят от многих факторов: материала, размеров и формы поперечного сечения, длины, способов закрепления концов и т.д. Можно выделить некоторые общие для всех материалов черты в их работе под нагрузкой, а также указать на особенности работы.

Если поставить цель довести колонну (далее будем иметь в виду центрально-сжатую, если не оговорено особо) до разрушения, то в подавляющем большинстве случаев это произойдет от потери общей устойчивости вследствие появления продольного изгиба, или, иначе говоря, выпучивания стойки (рис. 5.2, а). Изгиб стержня может произойти и от силы, приложенной перпендикулярно к его оси, но тогда изгиб называют поперечным, а не продольным (рис. 5.2, б).

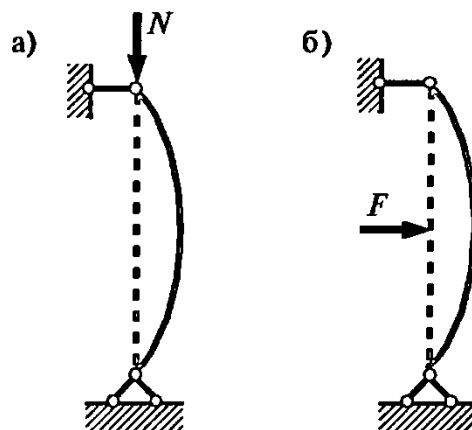


Рис. 5.2. Изгиб стержня: а) продольный изгиб; б) поперечный изгиб

При продольном или поперечном изгибе разрушение элемента происходит оттого, что напряжения в его крайних волокнах достигают предельных величин, и материал разрушается.

Расчет центрально-сжатых колонн (стоек). Общие подходы.

Расчет прочности центрально-сжатых колонн (элементов) ведется из предпосылки, что нормальные напряжения σ в их поперечном сечении распределяются равномерно (рис. 5.3).

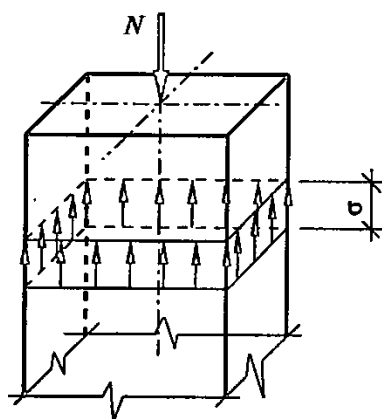


Рис. 5.3. Распределение напряжений в сечении колонны при центральном сжатии

В строительных конструкциях исходя из расчета по предельным состояниям несущая способность считается обеспеченной, если выполняется условие:

$$N \leq \Phi,$$

где N - наибольшая вероятная нагрузка;

Φ - наименьшая вероятная несущая способность сечения, которая зависит от расчетного сопротивления материала R и площади поперечного сечения A , т.е. формула $N \leq \Phi$ принимает вид

$$N \leq RA.$$

В большинстве случаев при работе колонн возникает, как уже говорилось, явление продольного изгиба, при котором несущая способность колонны уменьшается. В расчетных формулах сжатых колонн (элементов) это учитывается введением коэффициента продольного изгиба φ , имеющего значения меньше 1,0. Поэтому, расчетная формула для расчета центрально-сжатых колонн независимо от материала принимает вид

$$N \leq \varphi R A.$$

Для каждого из материалов: стали, железобетона, камня, дерева - она видоизменяется с учетом особенностей их работы под нагрузкой.

Величину коэффициента продольного изгиба φ можно определить по формулам, которые опытным путем установлены для каждого из материалов, но для удобства расчетов для его определения в строительных нормах обычно приводятся таблицы. Основным параметром, от которого зависит φ , является гибкость стержня (колонны) - λ . Не останавливаясь на математических обоснованиях, укажем, что гибкость определяется по формуле

$$\lambda = \frac{l_0}{i}$$

где l_0 - расчетная длина стержня, которая, в свою очередь, определяется по формуле

$$l_0 = \mu l,$$

где l - геометрическая длина стержня; μ - коэффициент, зависящий от способов закрепления концов стержня, и определяется он по табл. 5.1: а) шарнирное закрепление верхнего и нижнего концов стержня; б) верхний конец стержня закреплен шарнирно, а нижний защемлен; в) защемление верхнего и нижнего концов стержня; г) верхний конец стержня не закреплен, а нижний защемлен; д) верхний конец стержня закреплен шарнирно на упругоподвижной опоре, а нижний конец стержня защемлен.

i – радиус инерции, определяется по формуле:

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}}$$

где I – момент инерции сечения стержня; A – площадь сечения стержня.

Схемы изгиба стержней при различных способах закрепления

Схемы закрепления концов стержней		а)	б)	в)	г)	д)
Коэффициент μ	Стальные конструкции	$\mu = 1,0$	$\mu = 0,7$	$\mu = 0,5$	$\mu = 2,0$	μ – зависит от степени подвижности опоры
	Деревянные конструкции	$\mu = 1,0$	$\mu = 0,8$	$\mu = 0,65$	$\mu = 2,2$	

Вследствие ряда причин расчетные длины стержней могут быть различными в разных плоскостях: l_{0x} - расчетная длина стержня относительно оси x-x; l_{0y} - расчетная длина стержня относительно оси y-y (рис. 5.4). Из рисунка видно, что форма изгиба конструкции в ее плоскости отличается от формы изгиба в плоскости, лежащей перпендикулярно плоскости конструкции, и, соответственно, расчетные длины стойки при работе в разных плоскостях различны.

Таблица 5.2

Формулы для определения характеристик сечений

Сечение элемента				
A	bh	bh	$\frac{\pi D^2}{4}$	$\frac{\pi D^2}{4} - \frac{\pi d^2}{4}$
I_x	$\frac{bh^3}{12}$	$\frac{b^4}{12}$	$\frac{\pi D^4}{64}$	$\frac{\pi D^4}{64} - \frac{\pi d^4}{64}$
I_y	$\frac{hb^3}{12}$	$\frac{b^4}{12}$	$\frac{\pi D^4}{64}$	$\frac{\pi D^4}{64} - \frac{\pi d^4}{64}$
i_x	$0,289h$	$0,289h$	$0,25D$	$0,25\sqrt{D^2 - d^2}$
i_y	$0,289b$	$0,289b$	$0,25D$	$0,25\sqrt{D^2 - d^2}$

Так как размеры сечения часто не одинаковы относительно осей изгиба, могут различаться и радиусы инерции относительно этих осей (i_x, i_y) и, следовательно, могут различаться гибкости (λ_x, λ_y):

$$\lambda_x = \frac{l_{0x}}{i_x}; \lambda_y = \frac{l_{0y}}{i_y}$$

Продольный изгиб центрально-сжатого элемента будет происходить относительно оси, по отношению к которой гибкость больше.

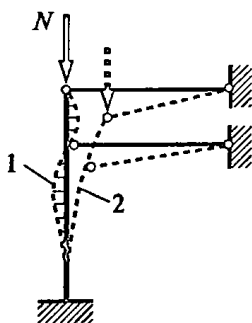


Рис. 5.4. Формы изгиба конструкции в разных плоскостях: 1 — изгиб стойки в плоскости конструкции; 2 — изгиб стойки в плоскости, перпендикулярной плоскости конструкции

Основная расчетная формула $N \leq \phi R A$ дает возможность решать следующие типы задач:

тип 1: определение размеров сечения колонн от заданной нагрузки N:

$$A \geq \frac{N}{\phi R}$$

После определения требуемой площади поперечного сечения выполняется подбор размеров сечения. Это наиболее распространенный тип задач при расчете и проектировании колонн;

тип 2: проверка несущей способности колонны:

$$N \leq \phi R A.$$

Такая задача может возникнуть при изменении нагрузки (замене вышележащих конструкций, оборудования и т.д.), а также при проверке принятых размеров сечения колонны;

тип 3: определение несущей способности колонны Φ :

$$\Phi = \phi R A.$$

Такая задача может рассматриваться как самостоятельная, но ее применение ограничено, и она является частным случаем типа 2, поэтому мы в дальнейшем будем говорить о двух типах задач при расчете колонн.

Материалы, используемые в сжатых элементах, различаются как по прочности, так и по характеру работы при сжатии. Если стальные конструкции работают упруго, то в конструкциях из других материалов уже при относительно небольших нагрузках возникают наряду с упругими деформациями пластические деформации (упругопластическая работа). Все это приводит к тому, что расчеты конструкций, выполненных из различных материалов, имеют свои особенности, которые приводятся в соответствующих главах СНиП.

Понятие о расчете внецентренно сжатых колонн.

В отличие от центрального сжатия при внецентренном сжатии напряжения в поперечном сечении распределяются неравномерно. При этом возможны три основных случая (рис. 5.5):

а) $\sigma_{\min} > 0, \sigma_{\max} > 0$;

б) $\sigma_{\min} = 0, \sigma_{\max} > 0$;

в) $\sigma_{\min} < 0, \sigma_{\max} > 0$

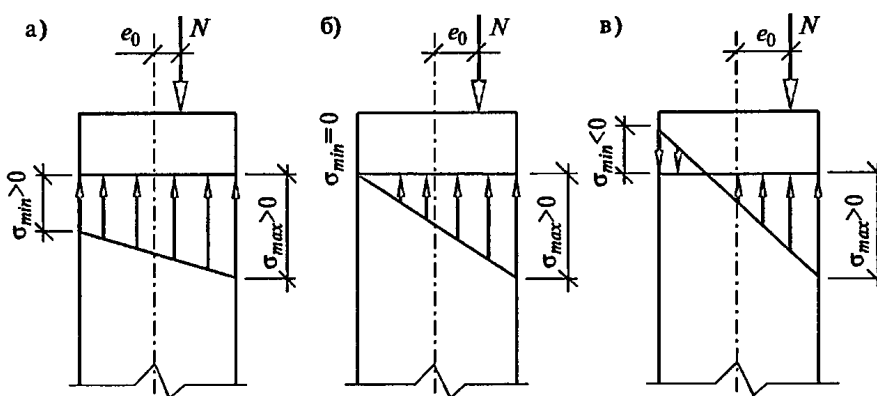


Рис. 5.5. Распределение напряжений при внецентренном сжатии

При внецентренном сжатии на предельный изгиб оказывает влияние изгибающий момент, и поэтому размеры сечения внецентренно сжатых элементов увеличивают в направлении действия момента, тем самым уменьшая в этом направлении гибкость (увеличивая жесткость).

Расчетные формулы при внецентренном сжатии выводятся из предпосылки: $\sigma_{\max} \leq R_{\text{сжатия}}$, а в случае возникновения растягивающих напряжений в сечении элемента также учитывается условие $\sigma_{\min} \leq R_{\text{сжатия}}$ (рис. 5.5, в).

Расчет внецентренно сжатых колонн более сложен, чем расчет центрально-сжатых колонн, и в большей степени зависит от материала. Внецентренно сжатые железобетонные и каменные колонны необходимо рассчитывать не только на прочность, общую устойчивость, но в некоторых случаях на раскрытие трещин.

Лекция № 11: «Расчет стальных колонн»

Область распространения и простейшие конструкции стальных колонн.

Стальные колонны широко распространены в общественных и промышленных зданиях. Они часто дороже железобетонных, каменных и тем более деревянных, но есть области, где применение их целесообразно и экономически оправдано, например, как уже отмечалось, в промышленных зданиях при высоте более 10 метров, при тяжелом режиме работы мостовых кранов. Применяется сталь также и для небольших по высоте и нагрузкам колонн, так как их изготовление из прокатных профилей позволяет выполнять колонны относительно малого сечения быстро и достаточно просто, что в конечном итоге оказывается экономически оправдано.

Простейшей конструкцией стальных колонн (рис. 5.6) является сплошная колонна постоянного сечения, выполненная из трубы или прокатного двутавра (лучше широкополочного). Достаточно часто выполняются сплошные колонны составного сечения из прокатных элементов: двух швеллеров, уголков и других комбинаций. Сплошные колонны могут быть сварены из трех листов, повторяя по форме сечения прокатных двутавров (рис. 5.7). Колонны также могут выполняться сквозного сечения: на планках (рис. 5.8, а) или решетчатые (рис. 5.8, б). В рамках нашего курса будет рассмотрен расчет сплошной колонны из прокатного широкополочного двутавра.

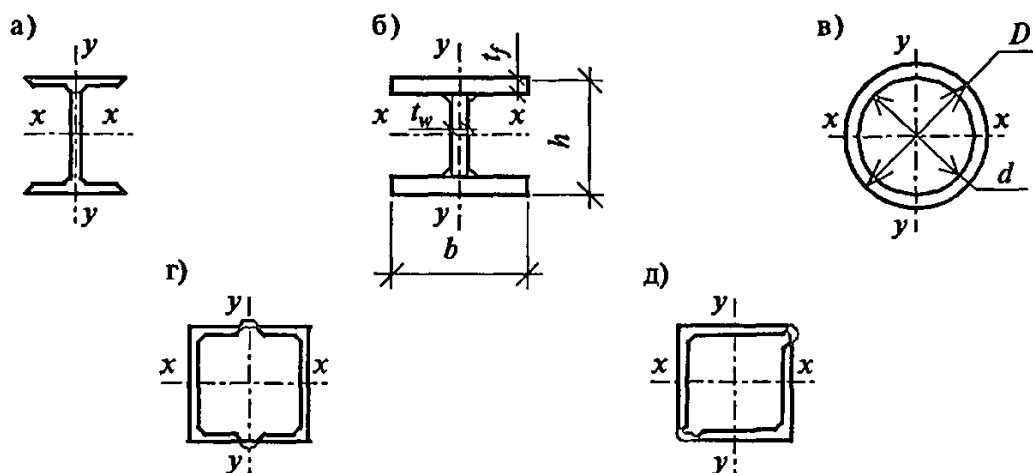


Рис. 5.6. Сечения сплошных колонн: а) прокатный двутавр; б) сварной двутавр; в) труба; г) сечение из двух швеллеров; д) сечение из двух уголков

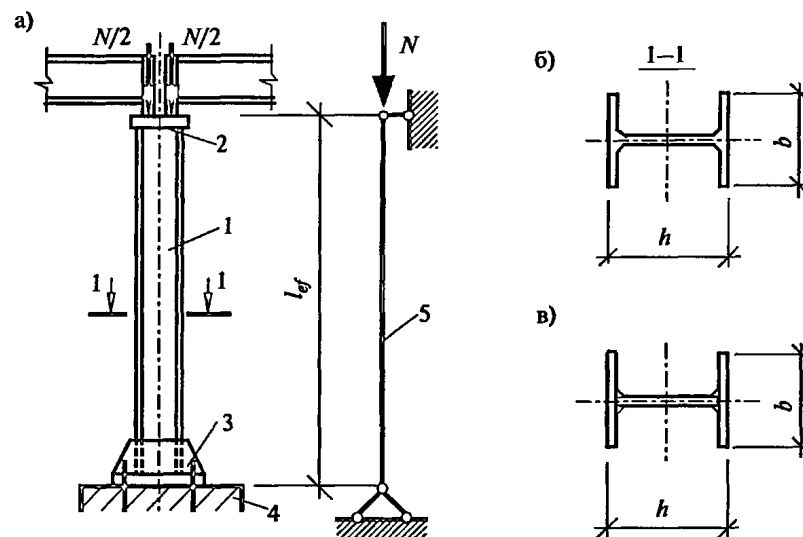


Рис. 5.7. Сплошная центрально-сжатая колонна:
 а) конструкция; б) сечение из прокатной двутавровой балки;
 в) двутавровое сечение, сваренное из листов; 1 — стержень колонны;
 2 — оголовок колонны; 3 — база колонны; 4 — фундамент; 5 — расчетная схема

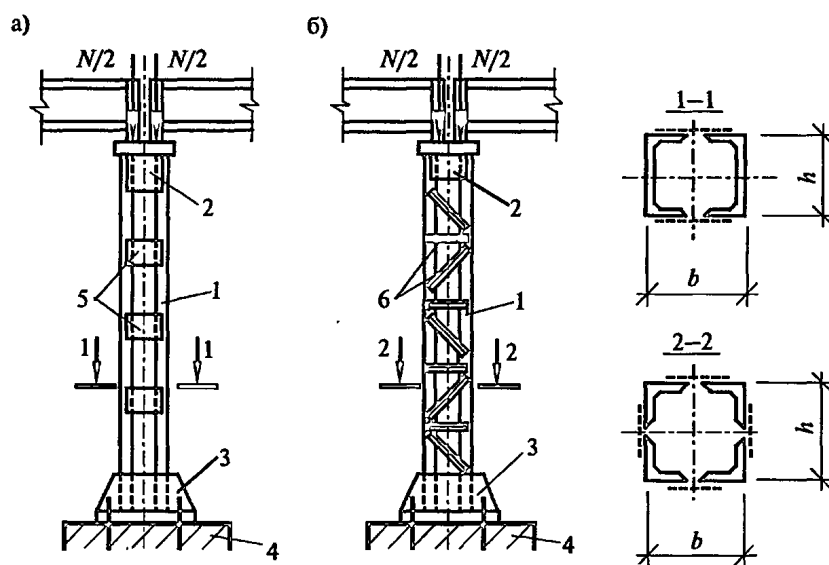


Рис. 5.8. Сквозные центрально-сжатые колонны: а) соединение ветвей на планках; б) соединение ветвей решеткой из уголков; 1 — стержень; 2 — оголовок; 3 — база колонны; 4 — фундамент; 5 — планки; 6 — уголки

Особенности работы стальных колонн под нагрузкой и предпосылки для расчета.

Несущая способность колонн может быть исчерпана по ряду причин:

1) от потери общей устойчивости;

2) от потери прочности, что возможно, когда в поперечном сечении имеются отверстия, ослабляющие сечение колонны (например, технологические отверстия, отверстия для болтов и т.п.), либо в колоннах сквозного сечения, когда устойчивость колонны обеспечивается тем, что ветви колонны расставлены далеко от главных осей при ограниченной площади их сечения (рис. 5.8), и в этом случае потеря прочности может произойти раньше, чем потеря общей устойчивости;

3) от потери местной устойчивости (рис. 5.9, а); для исключения этого явления применяются специальные меры, например постановка поперечных ребер жесткости (рис. 5.9, б), конструктивное увеличение толщины листов, из которых изготавливается колонна, и т.п. В прокатных двутаврах, трубах их толщины и сечения подобраны таким образом, что потери местной устойчивости обычно не происходит, поэтому основными случаями потери несущей способности для таких колонн остаются первые два.

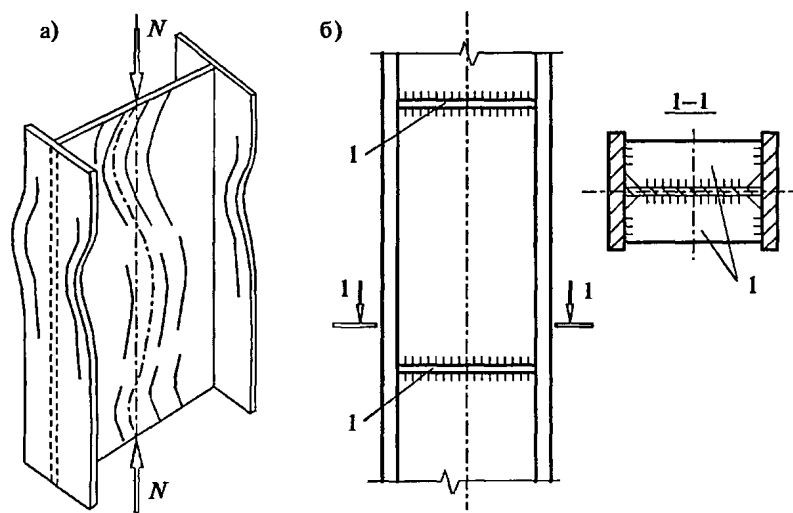


Рис. 5.9. Потеря местной устойчивости: а) схема потери местной устойчивости сварного двутавра; б) постановка ребер жесткости для обеспечения местной устойчивости; 1 – ребра жесткости

Расчет центрально-сжатых стальных колонн сплошного сечения.

В соответствии с вышесказанным при расчете стержня колонны строительные нормы предписывают выполнение следующих расчетов: по прочности, по потере общей устойчивости, а также при этом необходимо ограничивать гибкость.

Расчет прочности выполняют по формуле

$$\sigma = \frac{N}{A_n} \leq R_y \gamma_c$$

где σ - нормальное напряжение в сечении колонны; N - расчетная предельная сила; A_n - площадь сечения нетто, т.е. площадь сечения за вычетом площади ослаблений, например при наличии отверстий для болтов и др.; R_y - расчетное сопротивление стали по пределу текучести, (табл. 2.2); γ_c - коэффициент условия работы, устанавливается в соответствии с табл. 2.3.

Расчет на устойчивость выполняют по формуле

$$\sigma = \frac{N}{\varphi A} \leq R_y \gamma_c$$

где A - площадь без учета ослаблений (брутто); φ - коэффициент предельного изгиба (устойчивости);

Коэффициент продольного изгиба определяется в зависимости от условной гибкости:

$$\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}$$

где λ – гибкость элемента; R_y – расчетное сопротивление стали, взятое по пределу текучести; E – модуль упругости стали, $E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа.

Свод правил СП 53-102-2004 рекомендует определять коэффициент продольного изгиба в зависимости от формы сечения рассчитываемого элемента, что позволяет точнее учесть его реальную работу (см. табл. 5.3).

Независимо от расчета на прочность и устойчивость нормы ограничивают наибольшую гибкость стержня колонны, которая должна быть не больше предельной (табл. 5.4).

Проверка гибкости выполняется по формуле

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} \leq \lambda_{пред.}$$

где l_{ef} - расчетная длина колонны; в *СНиП 11-23-81* «Стальные конструкции» в отличие от других норм расчетная длина обозначается l_{ef} , (эффективная длина); i - радиус инерции сечения.*

Как уже говорилось, из приведенных формул можно решать два типа задач: определять размеры сечения колонн (тип 1) или проверять несущую способность (тип 2).

Общий порядок подбора сечения стержня колонны (тип 1).

1. Определяют нагрузку на колонну; в общем случае она определяется по указаниям раздела 3; в простейших учебных задачах нагрузка может быть задана.
2. Устанавливают расчетную схему, см. раздел 4.
3. В зависимости от расчетной схемы находят расчетную длину колонны по формуле:

$$l_{ef} = \mu l$$

где μ - коэффициент расчетной длины (табл. 5.1); l - геометрическая длина колонны.

4. Назначают тип поперечного сечения стержня колонны: труба, прокатный двутавр, составное сечение из прокатных профилей и т.п.

5. Принимают сталь для колонны; выбор стали зависит от конструкции колонны, величины нагрузок, климатического района и условий эксплуатации (отапливаемое или неотапливаемое здание), экономического обоснования и т.д. В целях упрощения расчета и в рамках рассматриваемых примеров будем принимать любую из сталей: С235, С245, С285; С345.

6. Для принятой стали определяют расчетное сопротивление по пределу текучести R_y (табл. 2.2).

7. Определяют коэффициент условия работы колонны γ_c (табл. 2.3).

8. Определяют требуемую площадь поперечного сечения стержня. Требуемая площадь сечения находится из формулы:

$$A \geq \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c}$$

где N , R_y и γ_c , уже определены.

Поскольку в формуле два неизвестных A и φ , то одной из величин необходимо задаться, т.е. принять предварительно, а затем выполнить проверочный расчет. Рекомендуется задаваться гибкостью λ , величина которой не должна превышать $\lambda_{пред}$ (гибкость колонн обычно находится в пределах от 70 до 100), по принятой гибкости устанавливают условную гибкость $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ и затем определяют коэффициент φ (табл. 5.3).

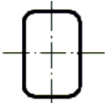
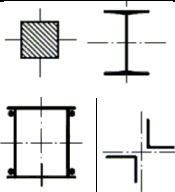
9. Определяют требуемый радиус инерции, подставляя в уравнение принятую гибкость:

$$i = \frac{l_{ef}}{\lambda}$$

10. По найденным площади и радиусу инерции, пользуясь сортаментом прокатных элементов (Приложение 1), принимают сечения стержня колонны и выписывают фактические характеристики принятого сечения (A , i_x , i_y).

11. Проводят проверку принятого сечения и при необходимости выполняют уточнение его размеров.

Коэффициенты продольного изгиба (устойчивости) при центральном сжатии φ

Условная гибкость $\bar{\lambda} = \lambda \sqrt{\frac{R_y}{E}}$ ($E = 2,06 \cdot 10^5$ МПа)	Коэффициенты φ по СНиП II-23-81* с изм.	Коэффициенты φ по СП 53-102-2004 для разных типов поперечных сечений		
				
		Тип кривой устойчивости		
		<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>
0,4	989	999	998	992
0,6	969	994	986	950
0,8	953	981	967	929
1,0	934	968	948	901
1,2	913	954	927	878
1,4	891	938	905	842
1,6	866	920	881	811
1,8	841	900	855	778
2,0	813	877	826	744
2,2	785	851	794	709
2,4	755	820	760	672
2,6	718	785	722	635
2,8	673	747	683	598
3,0	628	704	643	562
3,2	587	660	602	526
3,4	547	615	562	492
3,6	508	572	524	460
3,8	471	530	487	430
4,0	436	475	453	401
4,2	402	431	421	375
4,4	370	393	392	351
4,6	340	359	359	328
4,8	312	330	330	308
5,0	289	304	304	289
5,2	268	281	281	271

Примечание. Значения коэффициентов φ в таблице увеличены в 1000 раз

Проверку устойчивости производят по формуле:

$$N \leq \varphi R_y \gamma_c A,$$

где R_y и γ_c остались теми же, что в пп. 6,7; A – принятая площадь сечения стержня. Сортамент прокатных профилей не позволяет, за редким исключением, подобрать площадь, в точности равную требуемой, поэтому коэффициент продольного изгиба φ определяется заново по наибольшей фактической гибкости выбранного сечения колонны.

Наибольшую гибкость колонны находят по формуле:

$$\lambda_{max} = \frac{l_{ef}}{i_{min}}$$

где i_{min} - меньший радиус инерции принятого сечения (i_x, i_y).

12. Независимо от выполненного расчета необходимо, чтобы гибкость колонны не превышала предельной $\lambda_{пред}$. Предельные гибкости сжатых элементов принимаются по табл. 5.4 (для основных колонн они определяются по формуле п.4 табл. 5.4: $\lambda_{пред} = 180 - 60\alpha$, где коэффициент $\alpha = N/\varphi AR_y \gamma_c \geq 0,5$)

Таблица 5.4

Предельные гибкости сжатых элементов (табл. 19 СНиП II-23-81*)

Элементы конструкций	Предельная гибкость сжатых элементов
1. Пояса, опорные раскосы и стойки, передающие опорные реакции: а) плоских ферм, структурных конструкций и пространственных конструкций из труб и парных уголков высотой до 50 м б) пространственных конструкций из одиночных уголков, пространственных конструкций из труб и парных уголков свыше 50 м	180–60α 120
2. Элементы, кроме указанных в поз. 1 и 7: а) плоских ферм, сварных пространственных и структурных конструкций из одиночных уголков, пространственных и структурных конструкций из труб и парных уголков б) пространственных и структурных конструкций из одиночных уголков с болтовыми соединениями	210–60α 220–40α
3. Верхние пояса ферм, не закрепленные в процессе монтажа (предельную гибкость после завершения монтажа следует принимать по поз. 1)	220
4. Основные колонны	180–60α
5. Второстепенные колонны (стойки фахверка, фонарей и т.п.), элементы решетки колонн, элементы вертикальных связей между колоннами (ниже подкрановых балок)	210–60α
6. Элементы связей, кроме указанных в поз. 5, а также стержни, служащие для уменьшения расчетной длины сжатых стержней, и другие ненагруженные элементы, кроме указанных в поз. 7	200
7. Сжатые и ненагруженные элементы пространственных конструкций таврового и крестового сечений, подверженные воздействию ветровых нагрузок, при проверке гибкости в вертикальной плоскости	150
Обозначение, принятое в таблице: $\alpha = \frac{N}{\varphi AR_y \gamma_c}$ — коэффициент, принимаемый не менее 0,5	

Проверка несущей способности (задача 2-го типа) является составной частью решения задачи по подбору сечения (необходимо выполнить пп. 2,3,6,7,11,12 порядка расчета).

Правила конструирования центрально-сжатых стальных колонн.

Конструирование колонн ведут на основании выполненных расчетов. Конструирование заключается в уточнении некоторых размеров, полученных из расчета и проектирования элементов колонны и их соединений, и составлении рабочих чертежей. В стальных колоннах ярко выражены все три элемента: оголовки, стержень и база.

Стержни колонн. Стержни колонн передают нагрузку от оголовка на базу. Стержни центрально-сжатых колонн должны проектироваться исходя из принципа равноустойчивости, т.е. их гибкости относительно главных осей сечения должны быть равны. В этом случае получаем наиболее экономичное по расходу материалов сечение. Условию равноустойчивости в полной мере отвечает сечение в виде трубы, но в таких стержнях трудно предохранять внутреннюю поверхность от коррозии. Поэтому стержни из труб следует применять, если предусмотрены меры против попадания в них влаги.

Достаточно часто сечение стержня сплошной колонны проектируют в виде двутавра (прокатного или сварного). Применение обычных прокатных двутавров меньше всего отвечает принципу равноустойчивости, так как они имеют сильно различающиеся радиусы инерции относительно осей $x-x$, $y-y$. Рациональней использование широкополочных прокатных двутавров (рис. 5.7, б), или следует выполнять сечение в виде сварных двутавров (рис. 5.7, в).

Сварные двутавры проще всего выполняются с помощью автоматической сварки. Автоматическая сварка обеспечивает дешевый и ,индустриальный способ изготовления таких колонн. Сварной двутавр с полкой шириной b , равной высоте h , является основным типом сечения сварных колонн.

Выполнение стержня колонны из прокатных широкополочных двутавров или из сварных двутавров не отвечает в полной мере принципу равноустойчивости, но дает вполне пригодное для колонн сечение. Добиться одинаковых гибкостей в сварных двутаврах в принципе возможно за счет увеличения ширины полки, но это резко усложняет технологию сварочных работ при приварке полок к стенкам двутавра.

Оголовки центрально-сжатых колонн. Оголовок является верхней частью колонны, он служит для восприятия нагрузок от вышележащих конструкций и передачи их на стержень. В связи с этим оголовки проектируются с учетом конструкции опирающихся на них балок или ферм (при этом также учитываются особенности их крепления), передачи нагрузок и с учетом сечения стержня колонны.

В оголовках тяжело нагруженных колонн обычно подлежат расчету: толщина опорного листа, длина ребер жесткости и прикрепляющие их угловые сварные швы. В простых колоннах с небольшими нагрузками размеры назначаются, как показано на рис. 5.10.

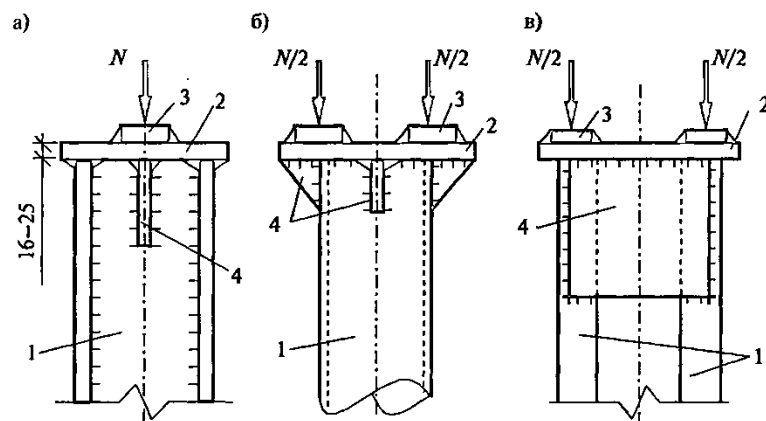


Рис. 5.10. Оголовки стальных колонн с различным сечением стержней:
а) сечение стержня колонны — двутавр; б) труба; в) четыре уголка;
1 — стержень колонны; 2 — опорная плита; 3 — центрирующая пластинка;
4 — ребро жесткости

В сплошных колоннах опорный лист оголовка усиливают ребрами жесткости, которые препятствуют изгибу опорного листа и одновременно способствуют включению в работу всего расчетного сечения колонны. Длина ребер жесткости принимается из учета восприятия прикрепляющими их угловыми сварными швами всею приходящегося на колонну усилия. Для центрирования нагрузки к опорному листу могут привариваться опорные (центрирующие) пластинки шириной до 100 мм.

Базы центрально-сжатых

стальных колонн. База колонны предназначена для распределения нагрузки и передачи ее на фундамент. Если нагрузку не распределить, то такая колонна раздавит бетон фундамента, так как прочности стали и бетона различны и относительно небольшая площадь сечения стального стержня будет передавать значительные напряжения на бетон. База также обеспечивает крепление колонны к фундаменту.

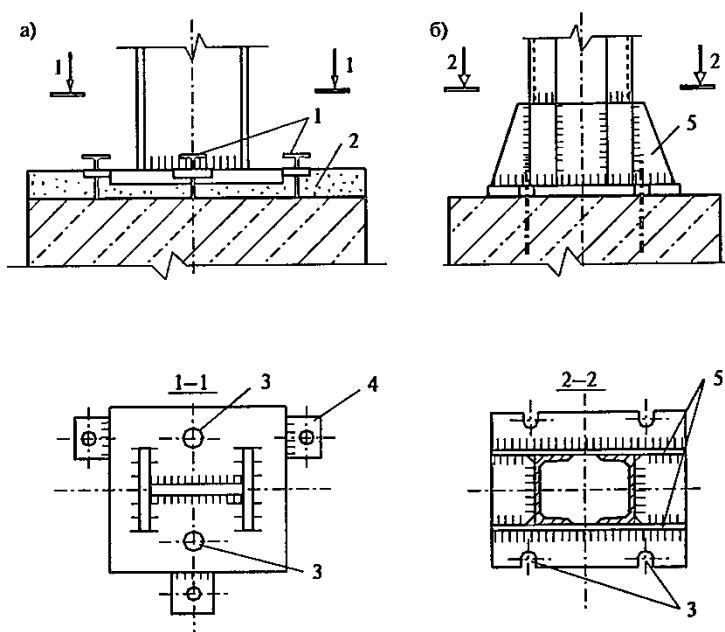


Рис. 5.11. Базы сплошных центрально-сжатых колонн:
а) база без траверсы; б) база с траверсой; 1 — установочные болты;
2 — бетон омоноличивания; 3 — отверстия анкерных болтов;
4 — планки, приваренные к плите; 5 — траверса

В центрально-сжатых колоннах применяют два типа баз: с фрезерованным торцом и с распределительной конструкцией - траверсой.

База с распределительной конструкцией (траверсой) позволяет уменьшить толщину опорной плиты, так как траверса способствует распределению усилия от стержня колонны по опорной плите. Колонны с такими базами фиксируют в проектном положении при помощи установочных болтов, далее все бетонируется до верхнего обреза плиты и она закрепляется анкерными болтами. Диаметр анкерных болтов принимают конструктивно 20-30 мм. Толщина траверсы принимается 10-20 мм (рис. 5.11).

Понятие о расчете сквозных центрально-сжатых колонн.

При большой высоте колонны габаритные размеры ее поперечного сечения должны соответственно увеличиваться. При этом более целесообразным становится применение сквозных колонн, на изготовление которых тратится меньше металла, но при этом усложняется их изготовление.

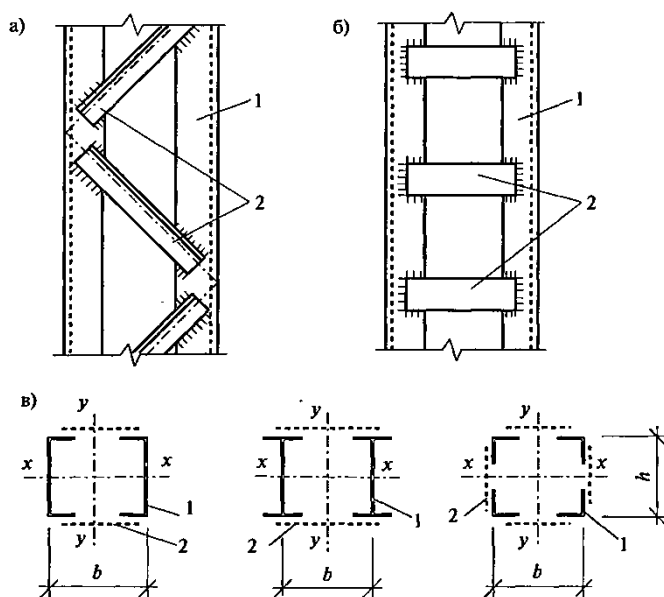


Рис. 5.12. Сквозные колонны: а) решетка из уголков; б) соединение ветвей планками; в) сечения сквозных центрально-сжатых колонн; 1 — ветвь колонны; 2 — соединительная решетка

Сквозные центрально-сжатые колонны выполняют из двух или четырех ветвей (рис. 5.12). Чаще всего сквозные колонны komponуют из швеллеров или из двутавров. Сечение из четырех уголков применяется, когда требуется выполнять колонну большой длины. Равноустойчивость колонны в обеих плоскостях (по главным осям) достигается путем раздвижки ветвей на необходимые расстояния. Колонны с соединительными планками более просты в изготовлении и применяются при расстоянии между ветвями до 0,8 м. При больших размерах сечения

применяют соединительные решетки из уголков.

Лекция № 12: «Расчет деревянных стоек»

Область распространения деревянных стоек и их простейшие конструкции.

Деревянные стойки (колонны) применяются при строительстве деревянных домов, сельскохозяйственных сооружений, складов, временных зданий, в качестве опор для опалубки при изготовлении монолитных железобетонных конструкций и т.п. Деревянные стойки при небольших нагрузках выполняются из цельной древесины и составного сечения - при значительных нагрузках. Составные стойки выполняют, соединяя отдельные ветви на гвоздях, болтах, клеях.

Наиболее простым и часто встречающимся примером деревянных стоек являются цельные (сплошные) стойки круглого сечения из бревна или квадратного сечения из бруса, что отвечает требованиям экономии материалов при центральном сжатии (рис. 5.13).

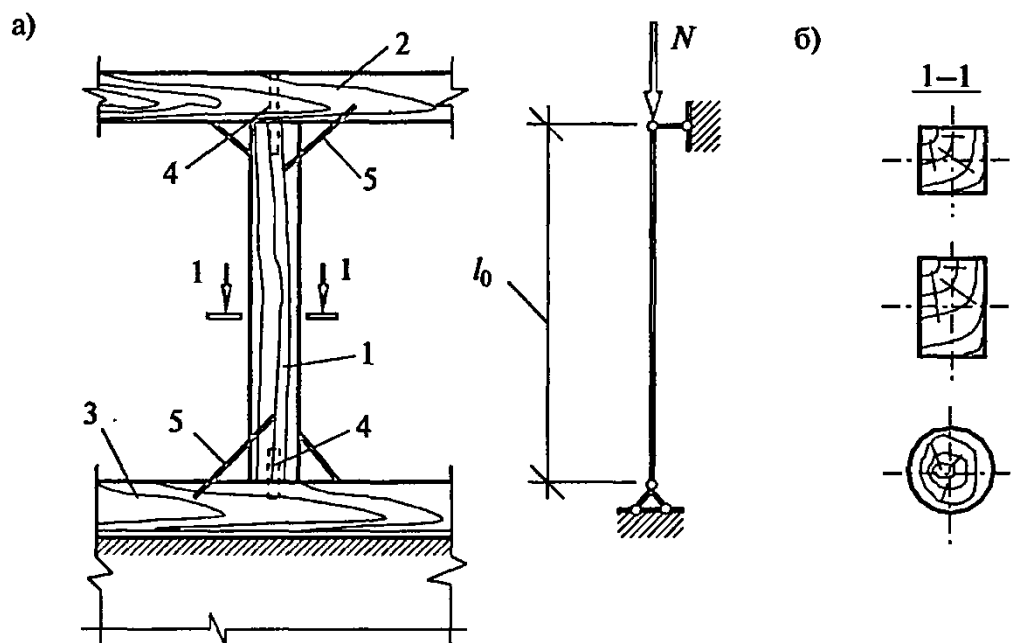


Рис. 5.13. Деревянная стойка в ригельно-стойечной системе:
а) конструкция стойки и ее расчетная схема; б) сечения сплошных стоек;
1 – стойка; 2 – прогон; 3 – лежень; 4 – штырь; 5 – скобы

Особенности работы деревянных стоек под нагрузкой и предпосылки для расчета.

Сжатые деревянные стойки теряют несущую способность аналогично сжатым стальным элементам главным образом по двум причинам: в результате потери общей устойчивости и в результате потери прочности.

Особенности структуры, связанные с природным происхождением древесины, ее волокнистым строением и наличием пороков (сучковатость, неоднородность и т.д.), приводят к характерному разрушению деревянных стоек - порой хрупкому; появлению в них вертикальных трещин и разрушению волокон (смятию). Деревянные стойки часто имеют ослабления (отверстия, врезки), в результате чего может произойти их разрушение из-за потери прочности (напряжения сжатия могут превзойти прочность древесины на сжатие).

Правила конструирования деревянных стоек и узлов.

При опирании деревянных стоек на фундаменты или кирпичные стены необходимо устройство изоляции между стойкой и фундаментом (стеной). Нижняя часть деревянной стойки антисептируется.

Крепление к фундаментам осуществляется при помощи анкеров из полосовой стали. При сопряжении с деревянными элементами крепление выполняется штырями или на шипах и дополнительно стойку крепят скобами.

Понятие о расчете деревянных стоек составного сечения.

Для стержней составного сечения гибкость определяется с учетом податливости соединений (приведенная гибкость). Для составного стержня из пакета досок, при расстоянии между болтами вдоль элемента не более семи толщин одной доски, приведенную гибкость определяют по формуле

$$\lambda_{\text{пр}} = \mu_y \lambda_y$$

где λ_y - гибкость всего стержня относительно оси у-у; μ_y - коэффициент, учитывающий податливость соединений.

$$\mu_y = \sqrt{1 + k_c \frac{b h n_{\text{ш}}}{l_0^2 n_c}}$$

где b и h - ширина и высота поперечного сечения элемента, см; l_0 - расчетная длина элемента, м; k_c - коэффициент податливости соединений, принимается по табл. 12 СНиП II-25-80; $n_{\text{ш}}$ - расчетное количество швов в сечении элемента; n_c - расчетное число срезов связей в одном шве на 1 метр элемента.

Податливость соединений уменьшает несущую способность стержней. При соединениях, выполненных на клеях, податливость отсутствует.

Лекция № 13: «Расчет железобетонных колонн»

Железобетонные колонны, как и все железобетонные конструкции, состоят из двух разнородных материалов: бетона и стальных стержней (арматуры), которые кроме других отличий обладают разной прочностью. Прочность стали при сжатии в 10-15 раз выше, чем бетона, поэтому даже небольшое количество арматурных стержней в бетоне значительно повышает прочность колонны.

Область распространения и простейшие конструкции железобетонных колонн.

Железобетонные колонны, как и стальные, обладают большой несущей способностью и относительно недороги из-за использования местных материалов. Они широко применяются в промышленном, гражданском и сельскохозяйственном строительстве в качестве элементов каркаса зданий, сооружений и отдельных опор. Могут изготавливаться монолитными и сборными.

Наиболее простым и в то же время широко распространенным примером такой колонны является колонна квадратного сечения (рис. 5.17, а). Колонны обычно выполняются сплошного сечения, при больших длинах и нагрузках они могут быть решетчатыми, по высоте - постоянного и переменного сечений. Колонны переменного сечения предназначены для передачи нагрузок, расположенных на различных высотах. Например, в промышленных зданиях нагрузка от ферм или балок покрытия передается на оголовки колонны, а ниже передаются нагрузки от мостовых кранов. При этом для опирания подкрановых балок и в связи со значительным увеличением нагрузки возникает необходимость увеличивать и размеры сечения нижней части колонны (рис. 5.17, б).

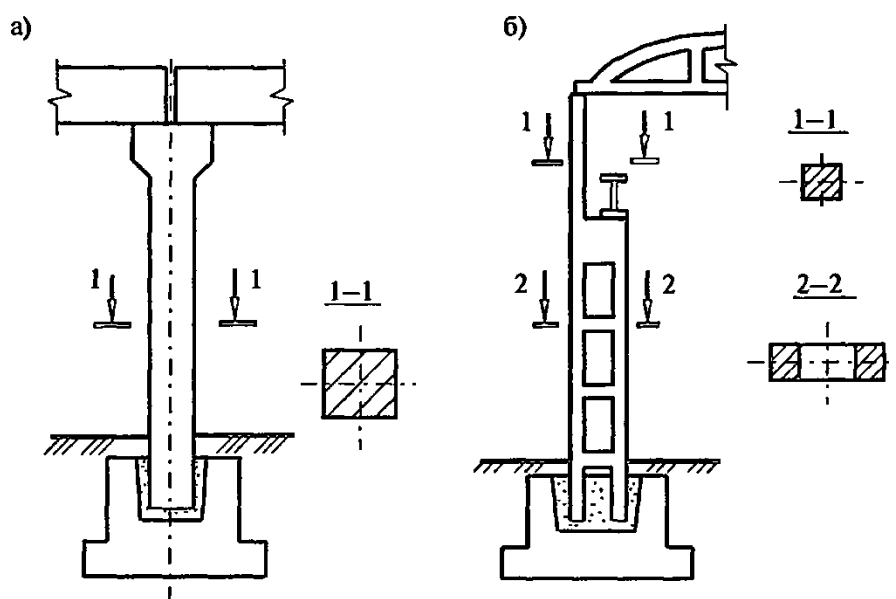


Рис. 5.17. Железобетонные колонны:
а) сплошная, постоянного сечения по высоте;
б) решетчатая, переменного сечения по высоте

При центральном сжатии более экономичны круглое или квадратное сечения колонн, при внецентренном сжатии сечение колонны вытягивается в направлении действия изгибающих моментов, тем самым увеличивая в этом направлении жесткость.

Характер потери несущей способности железобетонной колонны и предпосылки для расчета.

Основным случаем потери несущей способности железобетонных колонн является потеря общей устойчивости. Если просто поставить продольные стержни арматуры в бетон без закрепления их поперечными стержнями, то до определенного значения нагрузки арматура и бетон работают совместно, но затем стальные стержни теряют устойчивость, причем раньше, чем весь элемент, выпучиваются и разрушают защитный слой бетона (рис. 5.18, а). Для исключения этого явления к предельным стержням привариваются или привязываются проволокой

поперечные стержни (рис. 5.18, б), которые уменьшают расчетную длину рабочих продольных стержней и предотвращают их значительное выпучивание. При правильной постановке поперечных стержней бетон и предельная арматура разрушаются одновременно. Отсюда основными целями расчета являются:

- 1) подбор необходимого количества предельной арматуры (при достаточном сечении колонны) с целью обеспечения общей устойчивости;
- 2) постановка поперечных стержней на расстояниях, исключающих потерю продольной арматурой устойчивости раньше, чем произойдет потеря общей устойчивости колонны.

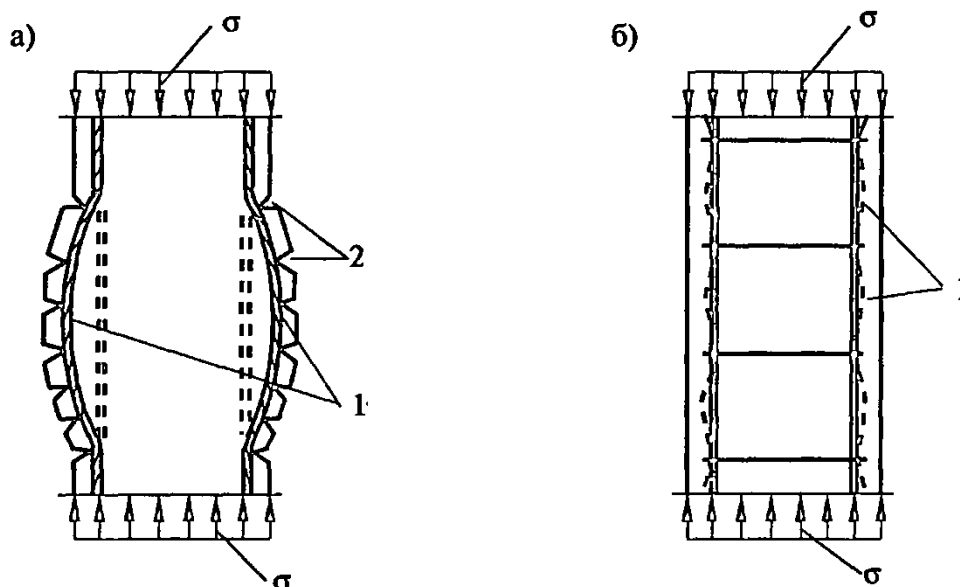


Рис. 5.18. Потеря устойчивости арматуры в сжатом железобетонном элементе:
 а) при отсутствии поперечной арматуры; б) при наличии поперечной арматуры (хомутов); 1 — выпучивание продольной арматуры; 2 — разрушение бетона

Расчет сжатых железобетонных колонн со случайным эксцентриситетом.

Чаще всего поперечное сечение колонн выполняют квадратного, прямоугольного и круглого вида, возможны и другие формы сечений (рис. 5.19).

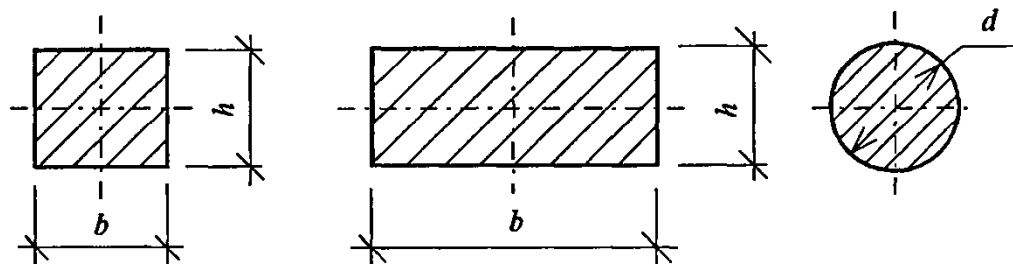


Рис. 5.19. Виды сечений железобетонных колонн

В сжатых железобетонных элементах сложно добиться центрального сжатия, так как несовершенство геометрических форм колонн, особенности опирания на них конструкций, неточность постановки арматуры, неоднородность бетона и т.п. приводят к тому, что практически все сжатые железобетонные элементы можно рассматривать как внецентренно сжатые. Для практических расчетов элементы, на которые действует сжимающая сила, приложенная без эксцентриситета (*отсутствует изгибающий момент*), разрешено условно относить к центрально сжатым. Такие элементы принято называть сжатыми элементами со случайным эксцентриситетом. Случайный эксцентриситет обозначается e_a и принимается равным большему из двух значений: $1/600$ длины элемента, $1/30$ ширины сечения, но не менее 10 мм.

Рассмотрим простые случаи расчета колонн, ограничив их следующими условиями:

- на колонны действует нагрузка, приложенная со случайным эксцентриситетом;
- рассматриваемые колонны будем принимать прямоугольного поперечного сечения;
- продольное армирование выполняется стержнями арматуры, расположенными симметрично вдоль двух сторон по углам сечения, - это наиболее простой случай (рис. 5.20, а). Возможно армирование шестью, восемью и большим количеством стержней (рис. 5.20, б), но при этом возникают особенности расчета, на которые мы не будем указывать;

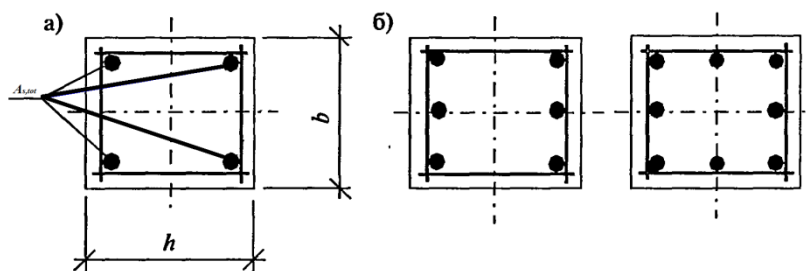


Рис. 5.20. Варианты расположения рабочей арматуры:
а) по углам сечения колонны; б) с применением промежуточных стержней;

- отношение расчетной длины колонны l_0 к меньшей стороне поперечного сечения не должно превышать 20, т.е. $l_0/h \leq 20$;
- коэффициент (процент) армирования μ , т.е. отношение площади поперечного сечения арматуры к площади сечения колонны, чаще всего находится в пределах 0,4-3%:

$$\mu_s \% = \frac{A_{s,tot}}{bh} 100\% \geq \mu_{min} \%$$

$A_{s,tot}$ – площадь сечения всей продольной арматуры колонны.

При значениях μ меньше указанных в табл. 5.5 колонна считается бетонной. Оптимально, если процент армирования принимается в пределах 1-2 %.

Минимальные коэффициенты армирования колонн

$\mu_{min}, \%$	l_0/h	l_0/i
0,2	<5	<17
0,5	>25	>87

Основная расчетная формула центрально-сжатых колонн прямоугольного (квадратного) сечения принимает вид

$$N \leq \varphi(R_b A + R_{sc} A_{s,tot})$$

Если представить несущую способность колонны как сумму несущих способностей бетона и стали, можно увидеть соответствие базовой формулы и формулы, применяемой для расчета железобетонных колонн со случайным эксцентриситетом:

$$N \leq N_{бетона} + N_{стали}$$

где $N_{бетона} = \varphi R_b b h$; $N_{стали} = \varphi R_{sc} A_{s,tot}$

A – площадь сечения колонны;

φ – коэффициент продольного изгиба колонны:

$$\varphi = \varphi_b + 2(\varphi_{sb} - \varphi_b) \alpha_s \leq \varphi_{sb}$$

где φ_b и φ_{sb} определяются по табл. 5.6 в зависимости от отношения расчетной длины колонны l_0 к меньшей стороне сечения колонны h и от отношения нагрузок – соответственно длительной части нагрузки ко всей нагрузке N_l / N .

Таблица 5.6

Значение коэффициентов φ_b и φ_{sb}

N_l / N	l_0/h							
	6	8	10	12	14	16	18	20
	коэффициент φ_b							
0,0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,84
0,5	0,92	0,91	0,90	0,89	0,86	0,82	0,77	0,72
1,0	0,92	0,91	0,89	0,87	0,83	0,76	0,68	0,61
N_l / N	l_0/h							
	6	8	10	12	14	16	18	20
	коэффициент φ_{sb}							
0,0	0,93	0,92	0,91	0,90	0,89	0,88	0,86	0,84

0,5	0,92	0,91	0,91	0,90	0,88	0,87	0,83	0,79
1,0	0,92	0,91	0,90	0,90	0,88	0,85	0,80	0,74

Общий порядок подбора сечения рабочей арматуры (тип 1).

1. Определяют нагрузку, если она не задана по условию задачи (полное значение нагрузки N и ее длительную часть N_l)

2. Устанавливают расчетную схему.

3. Принимают расчетную длину колонны l_0 (при расчете колонн гражданских зданий расчетную длину можно принимать равной высоте этажа $l_0 = H_{эм}$, в общем случае $l_0 = \mu l$, см. табл. 5.1; более подробно указания по определению расчетных длин колонн приведены в п. 6.2.18 СП 52-101-2003).

4. Задаются следующими значениями и находят величины, зависящие от них:

а) принимают размеры поперечного сечения b , h и определяют площадь $A = bh$ (рекомендуется размеры сечения принимать не менее 30 см и далее кратно 5,0 см);

б) принимают материалы для колонны:

- обычно принимают тяжелый бетон классов прочности В25-В35 и находят расчетное сопротивление бетона сжатию R_b (см. табл. 2.6);

- принимают класс арматуры (рекомендуется А500, А400) и находят расчетное сопротивление арматуры сжатию R_{sc} (см. табл. 2.8);

в) принимают коэффициент армирования $\mu = 0,01-0,02$.

5. Определяют коэффициент α_s по формуле

$$\alpha_s = \frac{R_{sc}}{R_b} \mu$$

6. Определяют коэффициент продольного изгиба φ :

$$\varphi = \varphi_b + 2 (\varphi_{sb} - \varphi_b) \alpha_s \leq \varphi_{sb}$$

7. Определяют требуемую площадь арматуры по формуле

$$A_{s,tot} = \frac{\frac{N}{\varphi} - R_b A}{R_{sc}}:$$

- если в результате получают отрицательное значение, это говорит о том, что бетон один (без арматуры) справляется с нагрузкой (в этом случае иногда возможно уменьшить размеры поперечного сечения колонны и заново произвести расчет или колонна армируется

конструктивно, учитывая, что арматуру необходимо ставить обязательно, чтобы обеспечить минимальный процент армирования) (см. табл. 5.5);

- если получают положительное значение требуемой площади арматуры, то по полученной площади назначаем диаметр арматуры (Приложение 3), но не меньше, чем требуется для обеспечения минимального армирования;

- для армирования принимают 4 стержня арматуры (при $h \leq 400$ мм) и располагают их по углам колонны (возможно армировать и большим количеством стержней, но здесь рассматривается самый простой случай);

- при подборе арматуры следует учитывать, что диаметр продольных стержней монолитных колонн должен быть не менее 12 мм; в колоннах с размером меньшей стороны сечения ≥ 250 мм диаметр продольных стержней рекомендуется назначать не менее 16 мм.

8. Проверяют действительный процент армирования:

$$\mu = \frac{A_{s,tot}}{bh} \cdot 100\%$$

Если действительный процент армирования находится в пределах от μ_{min} (см. табл. 5.5) до 3%, то на этом заканчивается подбор продольной арматуры, в противном случае необходимо скорректировать принятую арматуру или сечение элемента.

9. Назначают диаметр поперечных стержней d_{sw} по условию свариваемости, которое устанавливает соотношение диаметров продольных и поперечных стержней арматуры при сварке. Это соотношение учитывает, что к продольному стержню арматуры большего диаметра d_s , можно приварить поперечный стержень меньшего диаметра d_{sw} , который должен быть не менее $\frac{1}{4} d_s$:

$$d_{sw} \geq 0,25 d_s$$

где d_s - наибольший диаметр продольных сжатых стержней (в вязаных каркасах диаметр хомутов принимают не менее $0,25d_s$ и не менее 6 мм).

10. Назначают шаг поперечных стержней (хомутов в вязаных каркасах) $S_w \leq 15d_s$ и не более 500 мм.

11. Конструируют каркас колонны.

Проверка несущей способности колонны (тип 2) сводится к проверке условия ($\varphi = \varphi_b + 2 (\varphi_{sb} - \varphi_b) \alpha_s \leq \varphi_{sb}$). Эта задача может иметь самостоятельное значение, но чаще выполняют подбор сечения арматуры, который может заканчиваться проверкой несущей способности (с целью исключения расчетной ошибки и назначения оптимальных параметров сечения).

Правила установки арматуры в колонны и проектирования каркасов:

- а) стержни продольной арматуры располагаются у граней колонны с защитным слоем бетона не менее 20 мм и не менее их диаметра и не менее их диаметра; поперечная арматура с защитным слоем не менее 15 мм и не менее ее диаметра;
- б) для свободной укладки в формы концы продольной арматуры не должны доходить до грани торца колонны на 10 мм при ее длине до 9 м и на 15 мм при длине до 12 м. При этом, если в оголовке колонны предусмотрена закладная деталь для опирания вышележащих конструкций, то продольный стержень арматуры должен не доходить до этой закладной детали не менее чем на 10 мм;
- в) при сечении колонны до 400×400 мм можно ставить 4 стержня продольной арматуры, располагая их по углам колонны, при больших размерах сечения расстояния между осями продольных стержней не должны превышать 400 мм;
- г) плоские арматурные каркасы перед постановкой в опалубку объединяются в пространственные каркасы при помощи соединительных стержней (рис. 5.21, а, 5.22);

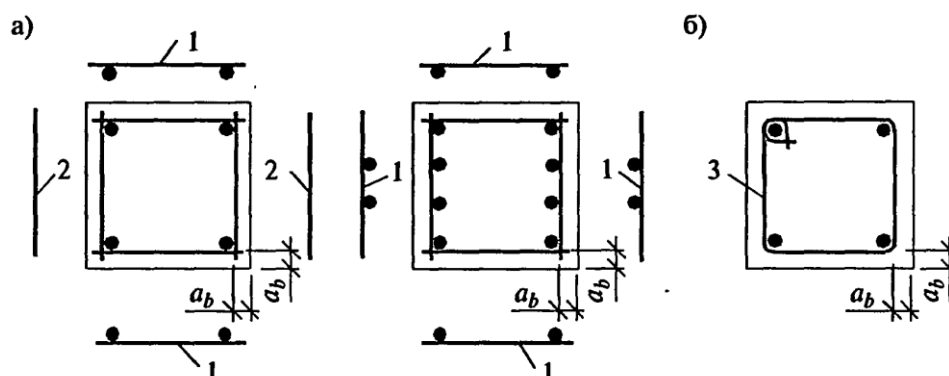


Рис. 5.21. Армирование колонн:
а) сварными каркасами; б) вязаными каркасами; 1 — каркасы;
2 — соединительные стержни; 3 — хомуты;
 a_b — защитный слой бетона продольной арматуры

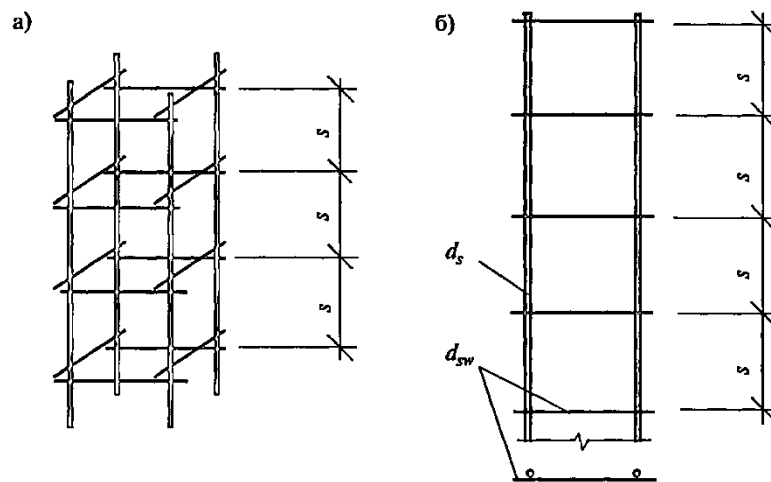


Рис. 5.22. Постановка поперечных стержней в каркасах:
а) объемный каркас; б) плоский каркас; d_s — диаметр продольных стержней арматуры; d_{sw} — диаметр поперечных стержней;
 s — шаг поперечных стержней

д) для восприятия сосредоточенных нагрузок от балок или ферм верхние части колонн (оголовки) дополнительно армируются горизонтальными сетками (не менее 4-х) и могут усиливаться закладной деталью, которая служит для распределения нагрузок от опирающихся на колонну конструкций и для их прикрепления (рис. 5.23);

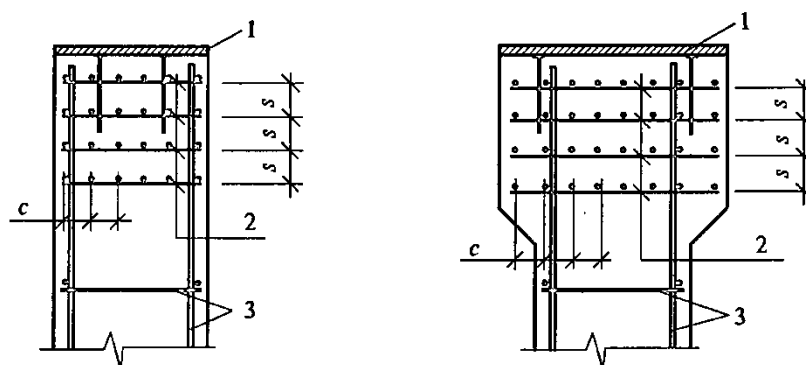


Рис. 5.23. Армирование оголовков колонн: а) конструкция оголовка без уширения опорной части; б) конструкция оголовка с уширением опорной части;
1 — закладная деталь; 2 — арматурные сетки; 3 — каркас колонны;
 s — шаг сеток, принимают ≥ 60 мм; $\leq \frac{1}{3}h$ (h — меньший размер сечения); ≤ 150 мм;
 c — размер ячеек сетки, принимают ≥ 45 мм; $\leq \frac{1}{4}h$; ≤ 100 мм

е) испытывая сжатие при работе в стадии эксплуатации, сборные железобетонные колонны при транспортировании и монтаже работают на изгиб. Это учитывается расчетами на монтажные и транспортные нагрузки, при выполнении которых к колоннам прикладывается нагрузка от ее собственного веса с учетом коэффициентов динамичности.

Для транспортирования, складирования и монтажа в сборных железобетонных колоннах предусматриваются монтажные петли или отверстия (рис. 5.24). Расстояние от края колонны до монтажных петель или монтажного отверстия l_1, l_2 — принимается от $\frac{1}{5}l$ до $\frac{1}{8}l$.

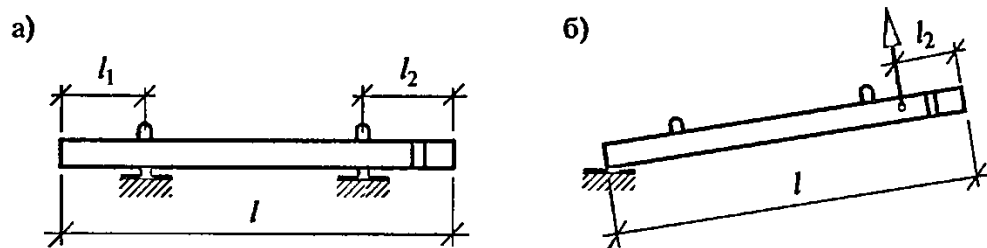


Рис. 5.24. а) — схема складирования (транспортирования колонны);
б) — схема монтажа колонны

Понятие о расчете внецентренно сжатых железобетонных колонн.

В случае если кроме продольной силы на колонну действует изгибающий момент или, что равносильно, продольная сила приложена с эксцентриситетом больше случайного, колонна рассчитывается как внецентренно сжатая. При расчете таких колонн учитывают, что эксцентриситет приложения силы увеличивается на величину случайного эксцентриситета e_a :

$$e_0 = M/N + e_a$$

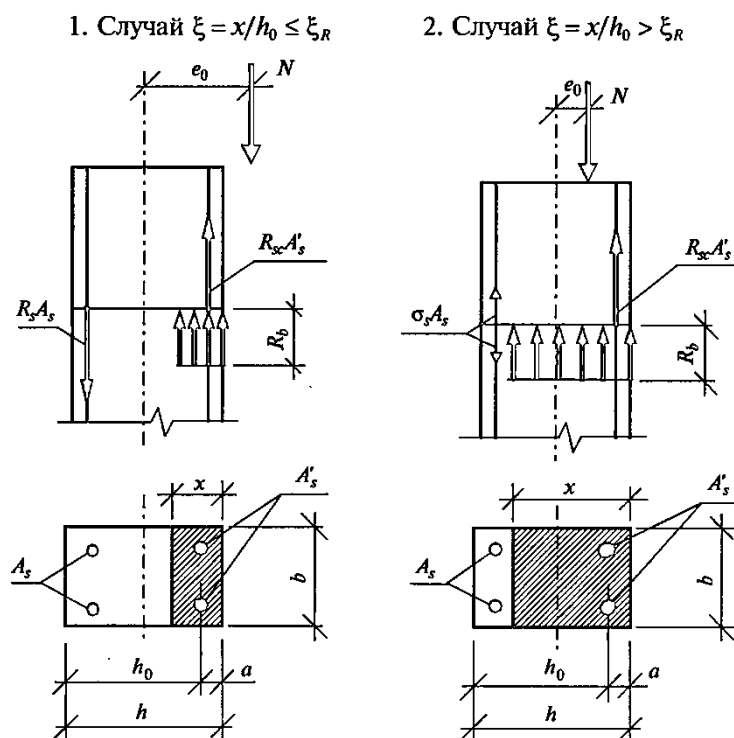


Рис. 5.25. Два случая работы внецентренно сжатых элементов

При расчете внецентренно сжатого элемента учитывается влияние его прогиба на несущую способность через определение условной критической силы. Расчет внецентренно сжатых железобетонных элементов более подробно производится в соответствии с требованиями п. 6.2.15 СП 52-101-2003.

Лекция № 14: «Расчет кирпичных (каменных) столбов и стен»

Область распространения и простейшие конструкции кирпичных столбов.

Кирпичные или каменные столбы применяются при строительстве жилых домов, гражданских зданий, одноэтажных производственных зданий без мостовых кранов и в сельскохозяйственном строительстве. Большие поперечные размеры столбов, их небольшая несущая способность по сравнению со стальными и железобетонными колоннами, большие затраты труда при изготовлении ограничивают применение таких столбов (колонн).

Наиболее простым и в то же время широко распространенным примером является колонна, приведенная на рис. 5.26, а. Ее возможные сечения приведены на рис. 5.26, б; распространенным является квадратное сечение, наиболее экономичное при центральном сжатии, а для кирпичных столбов гражданских зданий случай центрального сжатия встречается достаточно часто.

При расчете кирпичных столбов могут различаться следующие расчетные случаи:

- 1) неармированная кирпичная кладка;
- 2) армированная кирпичная кладка, которая, в свою очередь, разделяется по способу выполнения армирования:

- с поперечным армированием, когда арматурные сетки из стержней небольшого диаметра, обычно 3-5 мм, укладываются в горизонтальных швах кладки в каждом ряду или через несколько рядов кирпича (см. рис. 5.29). Такой прием позволяет увеличить несущую способность кладки в 1,8-2 раза;

- с продольным армированием, когда арматурные стержни диаметром не менее 12 мм проходят в вертикальных швах на всю высоту столба (как в железобетонных колоннах). В современном строительстве такой способ армирования практически не применяется.

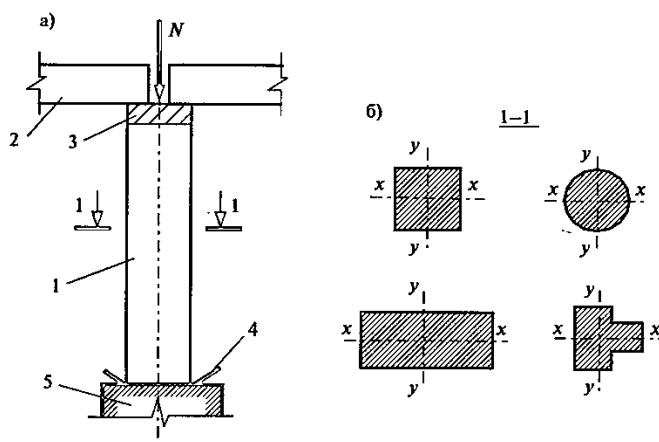


Рис. 5.26. а) кирпичная колонна;
б) сечения кирпичных колонн;
1 — колонна (столб); 2 — балка;
3 — железобетонная подушка;
4 — гидроизоляция; 5 — фундамент

Особенности работы кирпичных столбов под нагрузкой и предпосылки для расчета.

В кирпичных столбах основной причиной разрушения является появление вертикальных трещин. Вследствие большей пластичности раствора, чем кирпича, в растворе возникают растягивающие усилия, которые и приводят к появлению трещин - сначала по вертикальным швам, а затем и по кирпичу (рис. 5.27). В заключительной стадии столб как бы расчленяется на отдельные «малые» столбы, которые разрушаются быстрее вследствие их большей гибкости. При этом надо помнить, что кирпич (камень) в кладке испытывает сложное напряженное состояние - сжатие, изгиб и растяжение, что приводит зачастую к более раннему разрушению его в кладке, чем в лабораторных условиях при испытании на те же виды деформаций. Каменная кладка работает упруго-пластично, пластические деформации развиваются достаточно долю, что особенно сказывается на элементах малой толщины и учитывается при расчете. Указанная схема разрушения происходит на фоне потери общей устойчивости, которая и лежит в основе расчета кирпичных столбов.

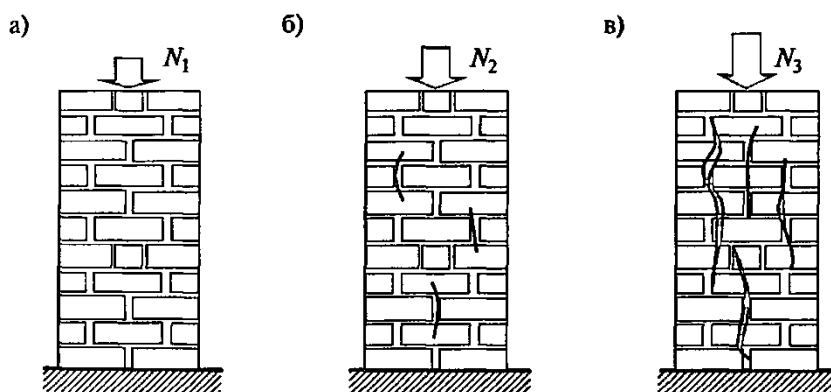


Рис. 5.27. Схема разрушения кирпичного столба:
а) нормальная работа столба, трещин нет;
б) появление начальных трещин; в) разрушение

Влияние различных факторов на прочность кладки.

На прочность кладки при сжатии влияют многие факторы: прочность камня, размеры камня, форма камня, наличие пустот в камне, прочность раствора, подвижность раствора, качество кладки, способ перевязки швов, сцепление раствора с камнем, степень заполнения вертикальных швов и др.

Расчет центрально-сжатых столбов из неармированной кладки.

Базовая расчетная формула для центрально-сжатых каменных столбов принимает вид

$$N \leq m_g \phi R A,$$

где N – расчетная продольная сила; R – расчетное сопротивление сжатию кладки, определяемое по табл. 2.10; m_g – коэффициент, учитывающий влияние пластических деформаций кладки при возведении длительной нагрузки.

$$m_g = 1 - \eta N_g / N,$$

где η – коэффициент, зависящий от гибкости элемента и вида каменной кладки, принимаемый по табл. 5.8; N_g – расчетная продольная сила от длительно действующей нагрузки; A – площадь поперечного сечения столба; ϕ – коэффициент продольного изгиба, определяется в зависимости от α и λ_h по табл. 5.8, где α – упругая характеристика кладки, определяемая по табл. 5.7; λ_h – гибкость столба, определяемая по формуле

$$\lambda_h = l_0 / h$$

где l_0 – расчетная длина столба; h – меньшая сторона сечения колонны.

Таблица 5.7

Таблица 15 СНиП II-22-81

№ п/п	Кладка	Упругая характеристика α				
		Марка раствора			Прочность раствора	
		25–200	10	4	0,2	0
1	Из керамических камней	1200	1000	750	500	350
2	Из кирпича глиняного пластического прессования полнотелого и пустотелого, из пустотелых силикатных камней, из камней, изготовленных из бетона на пористых заполнителях и поризованного, из легких природных камней	1000	750	500	350	200
3	Из кирпича силикатного полнотелого и пустотелого	750	500	350	350	200
4	Из кирпича глиняного полусухого прессования полнотелого и пустотелого	500	500	350	350	200

Расчетные высоты стен и столбов l_0 назначаются в зависимости от условий их опирания на горизонтальные опоры (балки, плиты):

а) при неподвижных шарнирных опорах $l_0 = H$ (рис. 5.28, 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. 5.28, б);

в) для свободно стоящих конструкций $l_0 = 2H$ (рис. 5.28, 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. При жестких опорах и заделке железобетонных перекрытий, опираемых на стены по четырем сторонам, $l_0 = 0,8H$.

Таблица 5.8

Значения коэффициентов η и φ

(извлечение из табл. 18,20 СНиП II-22-81)

Гибкость		Коэффициент η для неармированной кладки из керамического кирпича и камней	Коэффициент φ при упругих характеристиках кладки				
λ_h	λ_i		$\alpha=1500$	$\alpha=1000$	$\alpha=750$	$\alpha=500$	$\alpha=350$
6	21	0	0,98	0,98	0,95	0,91	0,88
8	28	0	0,95	0,92	0,90	0,85	0,80
10	35	0	0,92	0,88	0,84	0,79	0,72
12	42	0,04	0,88	0,84	0,79	0,72	0,64
14	49	0,08	0,85	0,79	0,73	0,66	0,57
16	56	0,12	0,81	0,74	0,68	0,59	0,50
18	63	0,15	0,77	0,70	0,63	0,53	0,45
20	70	0,20	0,73	0,65	0,58	0,48	0,40
22	76	0,24	0,69	0,61	0,53	0,43	0,35
24	83	0,27	0,65	0,56	0,49	0,39	0,32
26	90	0,31	0,61	0,52	0,45	0,36	0,29
30	104	-	0,53	0,45	0,39	0,32	0,27

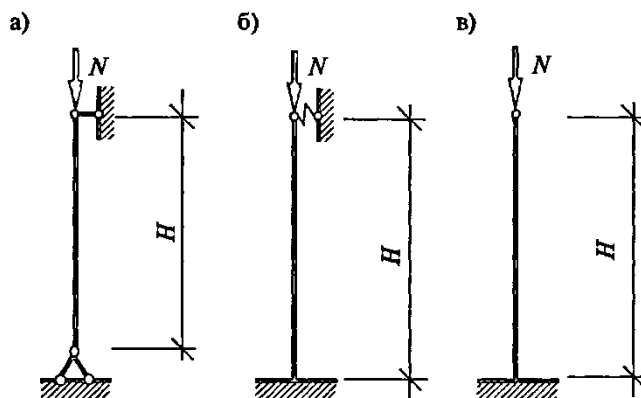


Рис. 5.28. Расчетные схемы элементов:
а) шарнирно опертых на неподвижные опоры;
б) защемленных внизу и имеющих верхнюю упругую опору;
в) свободно стоящих

Общий порядок расчета. Определение размеров сечения кирпичного столба (тип 1)

1. Определяют нагрузку на кирпичный столб (в простейших задачах она может быть задана).
2. Устанавливают (если она не задана) расчетную схему столба.
3. Задаются следующими параметрами:
 - а) наименованием и маркой кирпича, обычно марка кирпича принимается от М50 до М150;
 - б) наименованием и маркой раствора, обычно марки раствора принимаются от М25 до М75.
4. По табл. 2.10 находят расчетное сопротивление сжатию кладки R .
5. Определяют упругую характеристику кладки α (см. табл. 5.7).
6. Предварительно принимают значение коэффициента $\varphi = 0,8-0,9$ и, предполагая, что размеры сечения будут больше 30 см, принимают значение коэффициента $m_g = 1$.
7. Пользуясь формулой, определяют требуемую площадь сечения (см²):

$$A \geq \frac{N}{m_g \varphi R}$$

8. Назначают размеры сечения столба, при этом следует учитывать размеры кирпичей (камней); сечение колонн из кирпича принимают не менее 380×380 мм и далее, добавляя по 130 мм (ширина кирпича 120 мм + 10 мм шов).

9. Проверяют принятое сечение:

- а) определяют коэффициент m_g . Обычно колонны имеют меньший размер сечения больше 30 см, тогда коэффициент $m_g = 1$. Вместе с тем при проектировании возможны случаи, когда меньший размер сечения менее 30 см или радиус инерции для элементов непрямоугольного сечения меньше 8,5 см, тогда необходимо определять значение коэффициента по формуле:

$$m_g = 1 - \eta N_g / N$$

- б) определяют гибкость $\lambda_h = l_0 / h$; ($\lambda_h = l_0 / i$) и по табл. 5.8 определяют коэффициент продольного изгиба φ ;

- в) определяют площадь принятого сечения столба; в случае если принятое сечение столба меньше 0,3 м², расчетное сопротивление необходимо умножать на коэффициент условия работы $\gamma_c = 0,8$ (см. п. 3.11 СНиП II-22-81).

10. Проверяют несущую способность колонны:

$$N \leq m_g \phi R A$$

Если условие удовлетворено, то расчет закончен, если нет, то изменяют марки кирпича, раствора или увеличивают размеры колонны с учетом размеров кирпича (камня) и расчет повторяют до тех пор, пока не будет удовлетворено условие.

В сущности, проверка принятого сечения (пп. 9, 10 порядка расчета) и является проверкой несущей способности (задача 2-го типа).

Некоторые правила конструирования неармированных столбов.

1. Размеры поперечного сечения колонн принимают с учетом размеров кирпича. Обычно не менее 380×380 мм (1,5 кирпича×1,5 кирпича) и далее 510×510 мм (2×2), 640×640 (2,5×2,5) и т.д.
2. На верхнюю часть кирпичной колонны могут укладываться железобетонные подушки, которые способствуют распределению напряжений от балок по кирпичной кладке. Их можно принимать без расчета толщиной 14-22 см.
3. В нижней части, между кирпичной кладкой и фундаментом, выполняется гидроизоляция.

Расчет центрально-сжатых колонн, армированных при помощи сеток (сетчатое армирование).

Колонны с сетчатым армированием (рис. 5.29) применяют в случае, если продольное усилие, приходящееся на колонну, значительное и принятая площадь сечения колонны с ним не справляется. По конструктивным или архитектурным соображениям увеличивать площадь сечения колонны нежелательно, а увеличение марок кирпича и раствора также ограничено возможностями производства. Следует иметь в виду, что производительность труда при армировании колонн снижается.

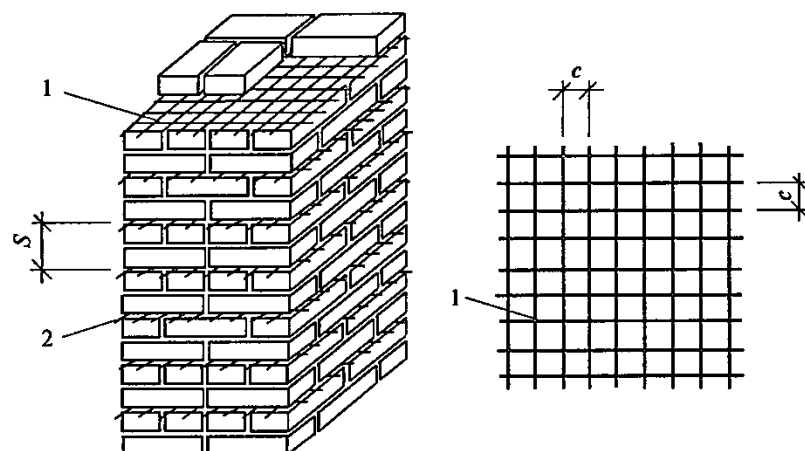


Рис. 5.29. Поперечное (сетчатое) армирование каменных конструкций:
1 — арматурная сетка; 2 — выпуски арматурной сетки для контроля ее укладки; с — размер ячейки арматурной сетки; S — шаг арматурных сеток

Расчет элементов с сетчатым армированием при центральном сжатии производят по формуле:

$$N \leq m_g \phi R_{sk} A$$

где N - расчетная продольная сила; R_{sk} - расчетное сопротивление при центральном сжатии, определяемое для армированной кладки из кирпича всех видов и керамических камней со щелевидными вертикальными пустотами по формуле

$$R_{sk} = R + \frac{2\mu R_s}{100}$$

$$R_{sk} \leq 2R$$

где R - расчетное сопротивление сжатию неармированной кладки; R_s - расчетное сопротивление арматуры, для арматуры класса В500 принимается с коэффициентом условий работы $\gamma_{cs} = 0,6$ (табл. 13 СНиП II-22-81); μ - процент армирования по объему, для сеток с квадратными ячейками из арматуры площадью сечения A_{st} с размером ячейки с при расстоянии между сетками по высоте с определяется по формуле

$$\mu = \frac{2A_{st}}{cS} \cdot 100$$

Процент армирования кладки с сетчатой арматурой при центральном сжатии не должен превышать определенного по формуле

$$\mu = 50 \frac{R}{R_s} \geq 0,1\%$$

m_g – коэффициент, определяемый, как и в расчете центрально-сжатого элемента без армирования, по формуле $m_g = 1 - \eta(N_g/N)$, при $h \geq 30$ см $m_g = 1$;

ϕ - коэффициент продольного изгиба, определяемый (см. табл. 5.8) по гибкости λ_h (или λ_i), при упругой характеристике кладки с сетчатым армированием α_{sk} . Упругую характеристику кладки с сетчатым армированием следует находить по формуле

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{R_u}{R_{sku}}$$

где R_u - временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию кладки, определяемое по формуле

$$R_u = kR$$

где k - коэффициент, принимаемый по табл. 5.9;

Таблица 14 СНиП II-22-81

Вид кладки	Коэффициент k
1. Из кирпича и камней всех видов, из крупных блоков, рваного бута и бутобетона, кирпичная вибрированная	2,0
2. Из крупных и мелких блоков из ячеистых бетонов	2,25

R_{sku} – временное сопротивление (средний предел прочности) сжатию армированной кладки из кирпича или камней при высоте ряда не более 150 мм; для кладки с сетчатой арматурой определяется по формуле

$$R_{sku} = kR + \frac{2R_{sn}\mu}{100}$$

где R_{sn} - нормативное сопротивление арматуры, в армированной кладке принимаемое для арматуры класса В500 с коэффициентом условия работы 0,6 (см. п. 3.20 СНиП II-22-81).

Постановка арматуры в колонну уменьшает упругую характеристику кладки, что, в свою очередь, сказывается на величине коэффициента продольного изгиба.

Общий порядок расчета центрально-сжатой каменной колонны с сетчатым армированием

В практике встречаются следующие типы задач:

- 1) подбор арматурных сеток в колонны известного сечения и с принятыми материалами;
- 2) проверка несущей способности имеющейся армированной колонны.

Подбор арматурных сеток

Производят расчет неармированной колонны, и если после определения ее несущей способности $\Phi = m_g \phi R A$ выясняется, что действующее усилие $N > \Phi$, то несущая способность не обеспечена. Можно увеличить несущую способность колонны за счет постановки сетчатой арматуры:

1. Принимают класс арматуры сеток (рекомендуется В500). Определяют расчетное и нормативное сопротивления арматуры с коэффициентом условия работы $R_s \gamma_{cs}$. Принимают арматуру класса В500 диаметрами 3, 4, 5 мм с расчетным сопротивлением $R_s = 415$ МПа и нормативным сопротивлением $R_{sn} = 500$ МПа (табл. 2.8); коэффициент условия работы $\gamma_c = 0,6$.

2. Находят отношение $a = N/\Phi$; отношение показывает, во сколько раз следует увеличить расчетное сопротивление каменной кладки, чтобы несущая способность оказалась выполненной. Учитывают, что увеличение расчетного сопротивления, возможно, не более чем в два раза.

3. Определяют требуемое расчетное сопротивление армированной кладки $R_{sk} = Ra$; приравнивают полученное значение и получают

$$R_{sk} = R + \frac{2\mu R_s}{100} = Ra$$

из полученного соотношения определяют требуемый процент армирования μ (%)

$$\mu = \frac{(R_{sk} - R) \cdot 100}{2R_s}$$

устанавливают процент армирования μ , его значение принимается не менее 0,1%.

4. Принимают шаг постановки арматурных сеток S ; сетки могут устанавливаться в каждом ряду кладки или через несколько рядов (но не более чем через 5); если сетки ставятся в каждом ряду, $S = 7,7$ см (для одинарного кирпича), если через два ряда - увеличиваем шаг вдвое и т.д.

5. Определяют площадь сечения арматуры A_{st} , из которой сделаны сетки: Ø3 - $A_{st} = 0,071$ см²; Ø4 - $A_{st} = 0,126$ см²; Ø5 - $A_{st} = 0,195$ см² (см. Приложение 3);

6. Находят требуемый шаг стержней в сетках из уравнения

$$c = \frac{2A_{st} \cdot 100}{\mu S}$$

назначают шаг стержней (шаг c , принимается от 30 до 120 мм с градацией через 5 мм);

Проверка выбранного сечения колонны с сетчатым армированием

7. Уточняют процент армирования, подставляя в формулу принятые значения шага стержней и шага сеток $\mu = \frac{2A_{st}}{cS} \cdot 100$ и проверяют ограничения процента армирования: $\mu_{\max} = 50R/R_s$; и $\mu_{\min} = 0,1\%$:

- если процент армирования меньше минимального, увеличивают количество арматуры за счет уменьшения шага стержней в арматурных сетках, шага постановки сеток или увеличения диаметра арматуры;
- если процент армирования больше предельного, следует изменить сечение колонны или принять более прочные материалы для каменной кладки и провести расчет заново.

8. Уточняют величину расчетного сопротивления $R_{sk} = R + \frac{2\mu R_s}{100}$

9. Находят упругую характеристику кладки при наличии сетчатого армирования:

$$\alpha_{sk} = \alpha \frac{R_u}{R_{sku}}$$

где α - упругая характеристика неармированной кладки,

$$R_u = kR; \quad R_{sku} = kR + \frac{2R_{sn}\mu}{100}$$

10. Определяют коэффициент предельного изгиба φ (см. табл. 5.8), при определении φ вместо упругой характеристики α принимают α_{sk} .

11. Проверяют несущую способность армированной кладки:

$$N \leq m_g \varphi R_{sk} A.$$

Если несущая способность не обеспечена, увеличивают насыщение столба арматурой и повторяют расчет.

Задачи типа 2 сводятся к проверке подобранного сечения колонны, см. тип 1 задач пп. 7-11.

Некоторые правила конструирования кирпичных (каменных) столбов с сетчатым армированием.

1. Количество сетчатой арматуры (процент армирования) должно составлять не менее 0,1% и не превышать определенного.

2. Диаметр сетчатой арматуры обычно назначается 3, 4, 5 мм.

3. Расстояние между стержнями сетки должно быть не более 12 см и не менее 3 см.

4. Материалы для кирпичной кладки:

- марка кирпича, как правило, не менее М50;
- марка раствора не ниже М50;
- класс арматуры, как правило, В500.

5. Швы кладки должны иметь толщину, превышающую толщину сетки не менее чем на 4 мм.

6. Арматурные сетки ставятся не больше чем через пять рядов кирпичной кладки (40 см).

7. Для проверки наличия арматурных сеток в кладке и контроля правильности их укладки они должны быть уложены так, чтобы концы стержней выступали на 3-10 мм за поверхность кладки.

8. Сетчатое армирование эффективно только при гибкости столбов $l_0/h \leq 15$, при больших значениях гибкости сетчатое армирование практически не повышает прочность кладки.

Расчет кирпичных стен зданий с жесткой конструктивной схемой.

Стены жилых и общественных зданий могут быть центрально-сжатыми и внецентренно сжатыми. В случае центрального сжатия расчет стены ведется аналогично расчету центрально-сжатого столба, при этом для расчета условно вырезается 1 метр длины стены.

Наружные несущие стены и внутренние с односторонней нагрузкой считаются внецентренно сжатыми, так как односторонняя нагрузка от перекрытий приводит к возникновению в стене изгибающих моментов.

Наибольшую сжимающую силу стена воспринимает на уровне первого этажа, при этом

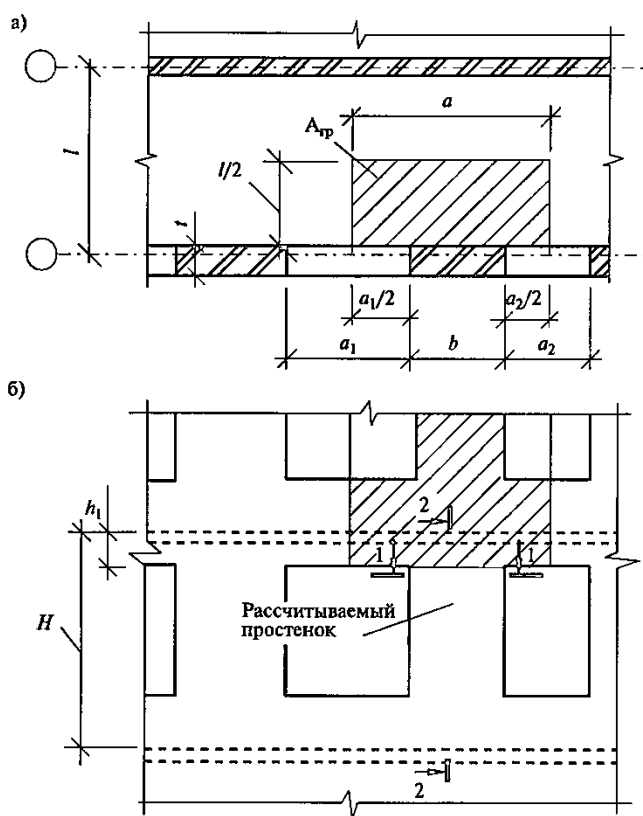


Рис. 5.31. К расчету простенка: а) участок плана здания с грузовой площадью: a — ширина грузовой площади (расстояние между серединами оконных проемов); a_1 , a_2 — ширина оконных проемов; b — ширина простенка; l — толщина стены; б) участок фасада: H — высота этажа; h_1 — расстояние от плиты перекрытия до верха оконного проема

самым слабым местом является простенок. В зданиях с жесткой конструктивной схемой (здания, имеющие достаточно часто расположенные поперечные стены, препятствующие смещению стен от вертикали; к ним относятся жилые и большинство гражданских зданий) при расчете простенка принимается, что стена здания шарнирно опирается на несмещаемые опоры - перекрытия. К рассчитываемому сечению стены прикладывается вся вертикальная нагрузка N (от всех вышележащих этажей и от собственного веса стены) и изгибающий момент M , возникающий от перекрытия, расположенного непосредственно над рассматриваемым сечением.

Расчет стены обычно заключается в

проверке несущей способности простенка, так как конструкция и толщина стены назначаются исходя из теплотехнических или конструктивных требований. В случае если на какой-то высоте

стена изменяет свою толщину, следует также проверять ее несущую способность и в месте изменения толщины.

Особенности расчета каменной кладки, возводимой в зимнее время.

Расчет каменной кладки, возводимой в зимнее время, проводится аналогично расчетам каменной кладки, выполняемой в летнее время, но учитывается возможность снижения прочности раствора с нижеперечисленными особенностями.

Для каменной кладки, выполняемой на растворах с противоморозными химическими добавками, расчетные сопротивления принимаются равными расчетным сопротивлениям летней кладки (табл. 2.10), если каменная кладка выполняется при температуре наружного воздуха до -15°C . При более низкой температуре расчетные сопротивления берутся с коэффициентом 0,9 (т.е. прочность раствора понижается на 10%).

В случае выполнения каменной кладки способом замораживания без противоморозных добавок прочность раствора после оттаивания и последующего твердения принимается с понижающими коэффициентами: для кирпичной и каменной кладки при среднесуточной температуре наружного воздуха, при которой выполнялась кладка, до -15°C - 0,9 и до -30°C - 0,8. В момент оттаивания прочность раствора принимается 0,2 МПа при растворе, выполненном на портландцементе, и толщине стен и столбов 38 см и более. Прочность раствора считается равной нулю при растворе, выполненном на шлакопортландцементе или пуццолановом цементе, независимо от толщины стен и столбов, а также при растворе на портландцементе, если толщина стен и столбов менее 38 см.

Несущая способность каменной кладки, выполненной способом замораживания, должна рассчитываться для двух стадий готовности здания: стадии эксплуатации и стадии оттаивания, так как в момент оттаивания при резком снижении прочности раствора конструкция может испытывать нагрузки, превышающие ее прочность. Это и приводит к необходимости производить дополнительный расчет, при котором учитываются нагрузки, действующие в этот момент на каменную кладку, и прочность раствора в стадии оттаивания. В расчетах дополнительно должны учитываться коэффициенты условий работы γ_{c1} и γ_{cs1} , которые приводятся в табл. 33 СНиП II-22-81.

Усиление кирпичных столбов и простенков.

В процессе эксплуатации каменных конструкций от различных причин могут появляться признаки их разрушения - в элементах возникают раскрытые трещины. Такие конструкции можно продолжать эксплуатировать после их усиления при помощи заключения каменной кладки в обойму. Необходимость усиления может возникать и при изменении условий эксплуатации,

например при увеличении нагрузок в результате реконструкции зданий, возведении надстроек и т.п.

Стальные обоймы выполняются путем постановки по углам столбов и простенков стальных прокатных уголков на растворе. Уголки объединяются планками, выполняемыми из полосовой стали, которые привариваются с шагом не более 500 мм и не более чем меньшая сторона сечения усиленного элемента. Для защиты стальной обоймы ее покрывают слоем цементного раствора толщиной 25-30 мм по металлической сетке, обеспечивающей надежное сцепление раствора, или выполняют окраску обоймы (рис. 5.34, а).

Армированная штукатурная обойма выполняется из вертикальных стержней и хомутов и штукатурится раствором М75, М100 толщиной 30 - 40 мм (рис. 5.34, б). Аналогично можно выполнять железобетонную обойму, принимая толщину обоймы 40 - 120 мм.

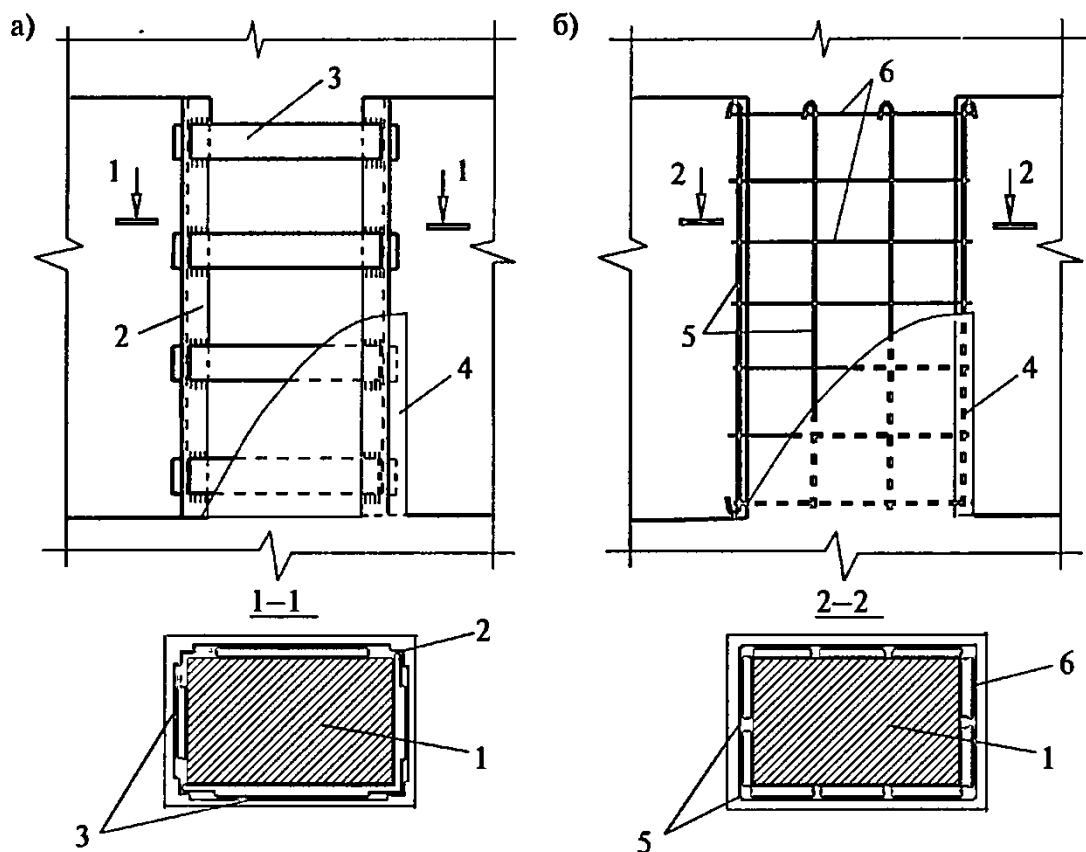


Рис. 5.34. Усиление простенка обоймами: а) стальной обоймой; б) армированной штукатурной обоймой; 1 — простенок; 2 — уголки; 3 — планки 35х5–60х12 мм; 4 — штукатурка; 5 — вертикальные стержни $\varnothing$ 8–12 мм; 6 — хомуты $\varnothing$ 4–10 мм

Лекция № 15: «Расчет балок. Общие положения»

В строительной практике балкой принято называть брус, работающий преимущественно на изгиб. Балки воспринимают нагрузки от перекрытий, покрытий или других конструкций и передают их на опоры. В строительстве балки применяют для перекрытия пролетов зданий, рабочих площадок, при возведении мостов и в других случаях. Пролеты, перекрываемые балками в зданиях, могут достигать (в зависимости от материала) 24 м, а при пролетах свыше 24 м обычно применяются другие конструкции: фермы, арки, рамы и др.

Балки изготавливают из стали, железобетона, древесины. Стальные балки выполняются из прокатных профилей или изготавливаются сварными. Железобетонные балки выполняются монолитными или сборными. Деревянные балки выполняются: из цельной древесины, клееными из досок, клееными с использованием строительной фанеры или составными.

В зависимости от назначения балки могут называться: прогоны, ригели, перемычки. Как балки работают многие плиты, ростверки и другие конструкции.

По статической схеме работы балки подразделяются на разрезные, неразрезные, консольные. Балку на двух опорах принято называть простой.

Работа простых балок под нагрузкой и предпосылки для расчета по несущей способности.

Балки работают на изгиб, который может быть прямым (простым) и сложным. Рассмотрим простейший случай прямого изгиба балки, когда внешние силы действуют в одной (вертикальной) плоскости и перпендикулярно к оси балки. Нагрузки могут быть распределенными или сосредоточенными (сила, момент). В строительной практике наиболее распространены равномерно распределенные нагрузки. Для простоты рассуждений рассмотрим балку прямоугольного сечения (рис. 7.1).

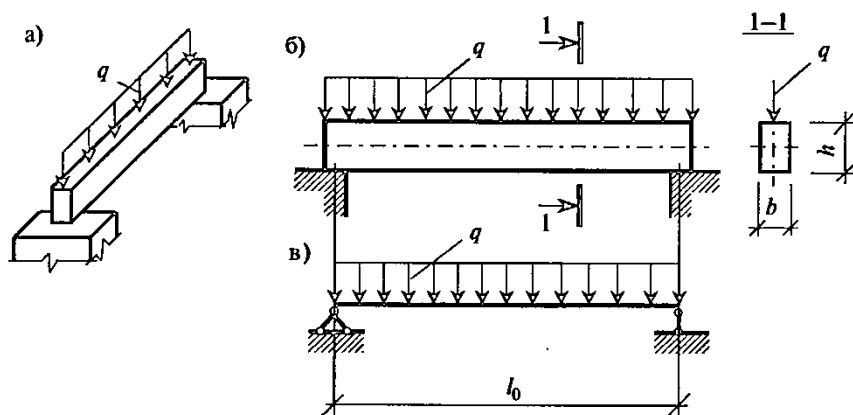


Рис. 7.1. Прямой поперечный изгиб балки от равномерно распределенной нагрузки: а) аксонометрическая схема балки; б) конструктивная схема балки; в) расчетная схема балки

Прямой изгиб характеризуется:

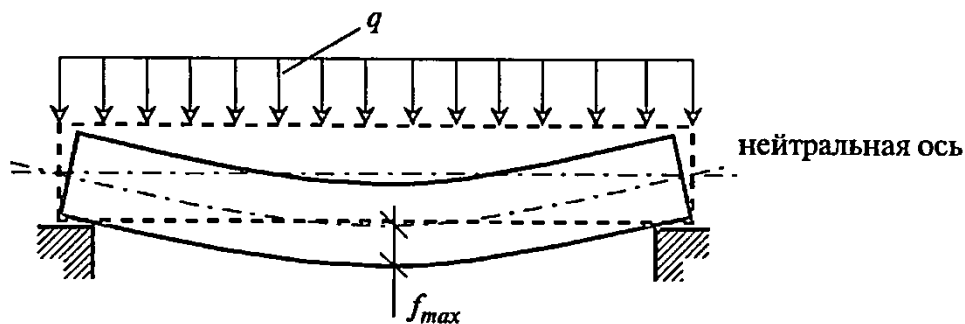
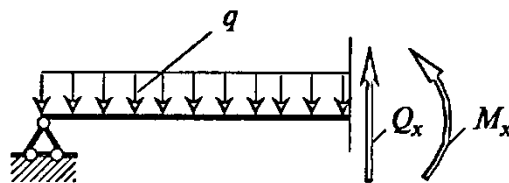


Рис. 7.2. Схема деформации балки

а) с геометрической точки зрения искривлением оси балки, удлинением растянутых (нижних) и укорочением сжатых (верхних) волокон. При этом нейтральная ось (слой) при искривлении свою длину не изменяет;

б) с точки зрения статики в любом сечении по длине балки возникают изгибающие моменты M_x и поперечные силы Q_x (рис. 7.3).



**Рис. 7.3. Внутренние усилия в балке:
изгибающий момент — M_x и поперечная сила — Q_x**

Наибольшие значения M_x и Q_x при равномерно распределенной нагрузке определяются по формулам

$$M_{max} = \frac{ql_0^2}{8}$$

$$Q_{max} = \frac{ql_0}{2}$$

в) с точки зрения напряженного состояния поперечный изгиб характеризуется наличием нормальных, т.е. перпендикулярных к вертикальной плоскости сечения, напряжений σ и касательных напряжений τ , лежащих в плоскости сечения. Нормальные напряжения изменяются по линейному закону по высоте сечения, достигая наибольших растягивающих (максимальных) значений σ_{max} в крайних нижних волокнах (слоях) и наибольших сжимающих значений в крайних верхних волокнах σ_{min} . По абсолютному значению они равны ($\sigma_{max} = \sigma_{min}$).

Расчет по деформациям балок из упругих материалов.

Изгибаемые элементы (балки, фермы, ригели, прогоны, плиты, настилы покрытий и перекрытий) независимо от материала, из которого они выполнены, отвечающие требованиям прочности и устойчивости, могут получать чрезмерные прогибы больше тех, которые установлены нормами, и по этой причине их применение становится невозможным. При расчете прогибов должно выполняться условие

$$f \leq f_u$$

где f - расчетный прогиб элемента конструкции или конструкции в целом, для стали и древесины расчет ведется в предположении их работы в пределах упругой стадии, поэтому для них справедливы формулы сопротивления материалов при определении величины прогибов балок; f_u – предельный прогиб, определяемый в соответствии с требованиями СНиП 2.01.07-85*.

Задачей расчета по деформациям является ограничение прогиба конструкции величинами, которые должны удовлетворять следующим требованиям:

а) технологическим (при больших прогибах не должна нарушаться нормальная работа технологического, подъемно-транспортного оборудования или работа контрольно-измерительных приборов), их величины приводятся в табл. 19 СНиП 2.01.07-85*.

б) конструктивным (не должны нарушаться целостность примыкающих друг к другу элементов, стыки, проектные уклоны). Конструктивные требования учитываются в следующих случаях:

- когда прогиб конструкции может привести к осложнениям, связанным с тем, что при изгибе балки (плиты) она может упереться в нижерасположенные перегородки и нарушить их прочность, расчет следует вести в соответствии с указаниями пп. 6-7 Приложения 6 СНиП 2.01.07-85*);

- когда в результате изгиба элемента может происходить растрескивание стяжек в конструкциях покрытия или пола либо изгиб вызывает появление трещин в перегородках, находящихся на изгибаемой конструкции; для этого случая предельные прогибы приведены в табл. 7.2;

Таблица 7.2

**Предельные прогибы в соответствии с конструктивными требованиями
(извлечение из табл. 19 СНиП 2.01.07-85*)**

Предельные прогибы f_u	Нагрузки, которые необходимо принимать для определения прогиба
$l/150$	Нагрузки, действующие после выполнения перегородок, полов, стяжек. (Это обычно все действующие нормативные нагрузки на перекрытие.)

в) *физиологическим* (не должно возникнуть ощущение дискомфорта при колебаниях конструкций, появляющихся при движении по перекрытию людей или механизмов, при движении людей по лестницам и т.п.).

В соответствии с физиологическими требованиями в случае, если появляется опасность возникновения колебаний балок, плит перекрытий, лестничных маршей при движении по ним людей, предельные прогибы определяются по формуле

$$f_u = \frac{g(p + p_l + q)}{30n^2(bp + p_l + q)}$$

где g - ускорение свободного падения; p - нормативное значение нагрузки от людей, возбуждающих колебания, принимаемое по табл. 7.3; p_l - пониженное нормативное значение нагрузки на перекрытия, принимаемое по табл. 3 СНиП 2.01.07-85*; q - нормативное значение нагрузки от веса рассчитываемого элемента и опирающихся на него конструкций; n - частота приложения нагрузки при ходьбе человека, принимаемая по табл. 7.3; b - коэффициент, принимаемый по табл. 7.3;

Таблица 20 СНиП 2.01.07-85*

Таблица 7.3

Помещения, принимаемые по табл. 3 СНиП 2.01.07-85*	p , кПа	p_l , кПа	n , Гц	b
Поз. 1; 2, кроме классных и бытовых; поз. 3; 4.а; 9.б; 10.б	0,25	Принимается по табл. 3	1,5	$125\sqrt{\frac{Q}{\alpha pa l}}$
Поз. 2 – классные и бытовые; поз. 4. б-г, кроме танцевальных; поз. 9.а; 10.а; 12; 13	0,5	То же	1,5	$125\sqrt{\frac{Q}{\alpha pa l}}$
Поз. 4 — танцевальные; поз. 6; 7	1,5	0,2	2,0	50

Обозначения, принятые в таблице:

Q — вес одного человека, принимаемый равным 0,8 кН;

α — коэффициент, принимаемый равным 1,0 для элементов, рассчитываемых по балочной схеме; 0,5 — в остальных случаях (например, при опирании плит по трем или четырем сторонам);

a — шаг балок, ригелей, ширина плит (настилов), м;

l — расчетный пролет элемента конструкции, м.

Таблица 7.4

Предельные прогибы в соответствии с эстетико-психологическими требованиями (извлечение из табл. 19 СНиП 2.01.07-85*)

Пролет l , м	Предельные прогибы f_u	Нагрузки, которые необходимо принимать для определения прогиба
$l \leq 1$	$l/120$	Расчет ведут по нормативному значению постоянных и временных длительных нагрузок
$l = 3$	$l/150$	
$l = 6$	$l/200$	
$l = 24$ (12)	$l/250$	
$l \geq 36$ (24)	$l/300$	

Примечания:

1. При промежуточных значениях l предельные прогибы следует определять линейной интерполяцией; при наличии между стенами капитальных перегородок, находящихся под проверяемой на прогиб конструкцией, значение l следует принимать равным расстоянию между внутренней поверхностью капитальных стен или колонн и этими перегородками (см. п. 7 Приложения 6 СНиП 2.01.07-85*).

2. При расчете консольных балок и плит вместо l следует принимать удвоенный вылет консоли.

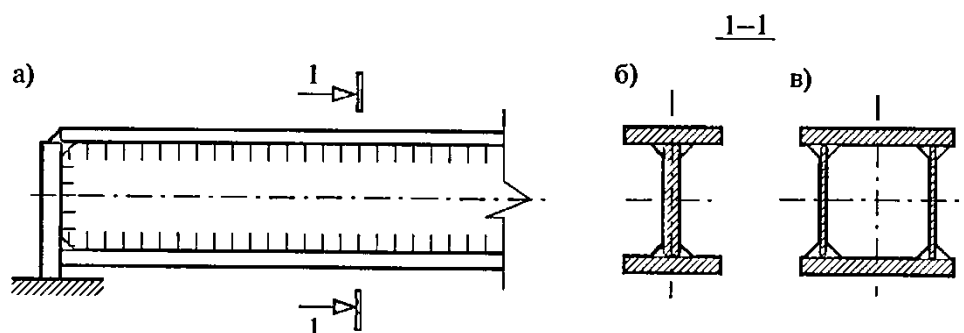
з) *эстетико-психологическим*, (при больших прогибах не должно создаваться неблагоприятное впечатление от внешнего вида конструкций или возникать ощущение опасности, когда балки или плиты заметно прогибаются и нависают над людьми).

В соответствии с эстетико-психологическими требованиями (эти требования учитываются в случае, если проверяемые на прогиб элементы открыты для обзора; если они не видны, эти требования не учитываются), предельные прогибы принимаются по таблице 7.4 (табл. 19 СНиП 2.01.07-85*).

Лекция № 16: «Расчет стальных балок»

Наиболее простая конструкция стальной балки получается при использовании прокатных профилей. Чаще всего применяют прокатные двутавровые балки, иногда для устройства прогонов используют швеллеры. Двутавровые балки просто незаменимы при относительно небольших пролетах (6-9 м) и небольших нагрузках. Балки из прокатных профилей не требуют каких-то специальных устройств, необходимо лишь выполнение конструкции опорной части и просверливание отверстий для крепления. Соединение балок между собой выполняют на болтах или на сварке.

При больших пролетах и значительных нагрузках (от оборудования, складироваемых материалов и т.д.) применяются сварные балки сечениями, похожими на сечение сварных колонн, но с другими соотношениями размеров полки и стенки (в колоннах они приблизительно равны, в балках высота стенки может быть в несколько раз больше ширины полки). Неодинаковы также подходы к назначению их толщины. Соединение поясов со стенкой в сварных балках осуществляется непрерывными угловыми швами, которые препятствуют взаимному сдвигу пояса и стенки, в них возникают порой значительные касательные напряжения. Выполнение сварных балок (рис. 7.5) на строительных площадках технологически сложно, для этого требуется заводское оборудование.



*Рис. 7.5. Сварные балки: а) вид сбоку;
б) балка двутаврового сечения;
в) балка двустенчатого сечения*

Сварные балки редко используются в качестве одиночной конструкции, чаще они образуют систему несущих балок в составе конструкции перекрытия (покрытия), которая называется *балочной клеткой*. В строительной практике нашли широкое распространение два вида балочных клеток: упрощенная, которая представляет собой систему балок, опирающихся на стены, и нормальная балочная клетка, которая состоит из главных балок и балок настила (рис. 7.7) (настил представляет собой стальные листы или железобетонные плиты). Бывают и более сложные балочные клетки.

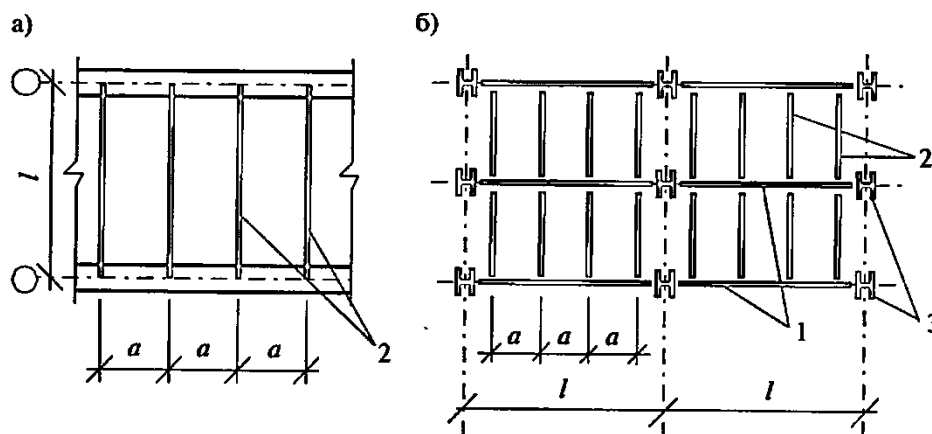


Рис. 7.7. Балочные клетки: а) упрощенная; б) нормальная;
1 — главные балки; 2 — балки настила; 3 — колонны

Особенности работы стальных балок под нагрузкой и предпосылки для расчета.

Свойства стали, и применяемые формы поперечного сечения балок приводят к следующим особенностям их работы и расчета:

- 1) как и во всех балках, в стальных возникают нормальные и касательные напряжения;
- 2) в балках возможна потеря общей устойчивости, т.е. балки под действием силы могут терять первоначальную форму, выпучиваться и закручиваться в вертикальной плоскости;
- 3) при выполнении элементов сечения балки тонкими и высокими (или с длинными свисающими свесами полок) возможна потеря местной устойчивости, т.е. их искривление на относительно небольшом участке;
- 4) как и все балки, стальная балка, деформируясь, прогибается в плоскости действия нагрузки; прогибы неизбежны, но их величины, как уже отмечалось, ограничиваются нормами.

Расчет прокатной стали.

Подбор сечения прокатных балок (тип 1) можно выполнять в следующей последовательности:

1. Определяют тип балочной клетки, шаг балок, пролет балки; собирают нагрузки на один погонный метр балки с учетом нагрузки от ее собственного веса (нагрузка от веса балки принимается приблизительно); определяют расчетную схему балки и строят эпюры поперечных сил и моментов.

2. Принимают сталь и находят ее расчетное сопротивление R_y ; устанавливают коэффициент условия работы γ_c .

3. По максимальному моменту определяют требуемый момент сопротивления:

$$W_x = \frac{M}{R_y \gamma_c}$$

4. По сортаменту прокатных профилей находят двутавр, имеющий момент сопротивления, который равен или несколько больше требуемого. Для выбранного двутавра выписывают фактические значения: момента сопротивления W_x ; момента инерции I_x ; статического момента инерции S_x ; толщины стенки двутавра t .

5. Для контроля выбранного сечения производят проверку выбранного сечения двутавра по формуле

$$\sigma = \frac{M}{W_x} \leq R_y \gamma_c$$

6. Как уже отмечалось, двутавровые балки, выполненные из прокатных профилей, при действии на них равномерно распределенной нагрузки можно не рассчитывать по прочности на касательные напряжения, но в случае воздействия на них сосредоточенных сил следует проверять выбранное сечение по формуле

$$\tau = \frac{QS}{I_x t} \leq R_s \gamma_c$$

где Q - максимальная поперечная сила; $R_s = 0,58R_y$.

7. Часто по балкам устраивается жесткий настил, который препятствует потере общей устойчивости, но в случае, если возможна потеря общей устойчивости, необходимо проводить соответствующий расчет.

8. При воздействии на верхний пояс балки сосредоточенных нагрузок также следует проводить проверку местной устойчивости стенки.

9. Проводят расчет балки по деформациям

$$f = \frac{5q_n l_{ef}^4}{384EI_x} \leq f_u$$

прогиб балок определяется на действие нормативных нагрузок, так как данный расчет относится ко второй группе предельных состояний.

В случае если прогиб получился больше предельного, следует увеличивать сечение балки и заново производить проверку прогиба. Расчет балок из прокатных швеллеров производят аналогично расчету балок из прокатных двутавров.

Узлы и детали стальных балок

Стальные балки воспринимают нагрузки от вышележащих конструкций и передают их на другие элементы (стены, ниже расположенные балки, колонны и т.п.), при этом они определенным образом сопрягаются друг с другом. На рис. 7.14, 7.15, приведены узлы опирания балок соответственно на кирпичные стены, стальные балки, колонны. Такие узлы достаточно часто применяются в балочных клетках.

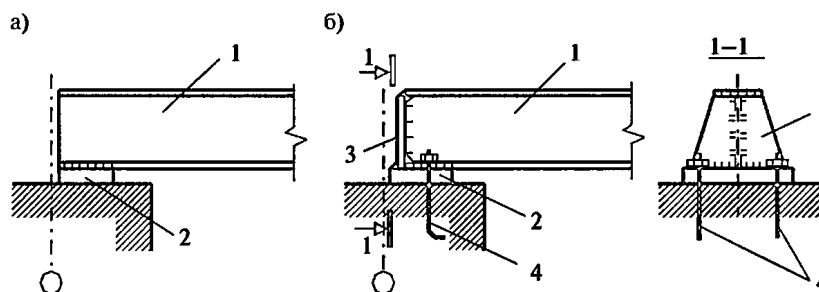


Рис. 7.14. Узлы опирания балок на стену:
а) балка без опорного ребра; б) балка с опорным ребром;
1 — балка; 2 — опорная плита; 3 — опорное ребро; 4 — анкер;

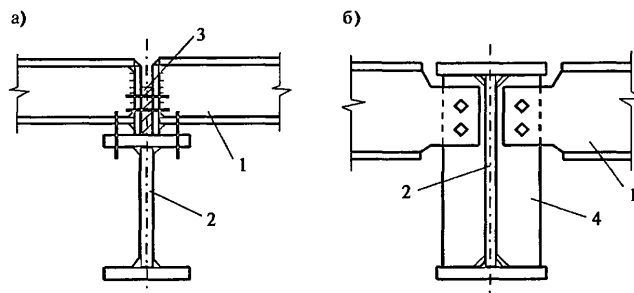


Рис. 7.15. Узлы опирания балок настила на главную балку:
а) этажное опирание; б) опирание в одном уровне; 1 — балка настила;
2 — главная балка; 3 — стальная прокладка; 4 — ребро жесткости главной балки

Лекция № 17: «Расчет деревянных балок»

Деревянные балки применяются в малоэтажном строительстве (в жилых и общественных зданиях, зданиях сельскохозяйственного назначения), а также используются при устройстве скатных крыш многоэтажных зданий, в промышленных зданиях с химически агрессивной средой, во временных сооружениях, для поддержания опалубки при изготовлении монолитных железобетонных конструкций и т.п.

Балки могут выполняться из цельной древесины, составными на податливых связях (для временных зданий и сооружений применяют составные балки на деревянных шпонках, нагелях, встречаются варианты гвоздевых балок), или они изготавливаются по заводской технологии - клееными (из досок или из досок и строительной фанеры).

Балки из цельной древесины выполняются с учетом сортамента пиломатериалов (прямоугольного сечения) или с использованием бревен (круглого сечения). Сортамент древесины не позволяет перекрывать деревянными балками пролеты более 6 м, а также небольшое сечение пиломатериалов и бревен ограничивает нагрузки, которые они могут выдерживать.

Балки из цельной древесины в случае их применения для устройства перекрытий зданий укладываются на стены с шагом не более 1,5 м, при помощи анкеров из полосовой стали осуществляется их связь со стенами и между собой (рис. 7.17).

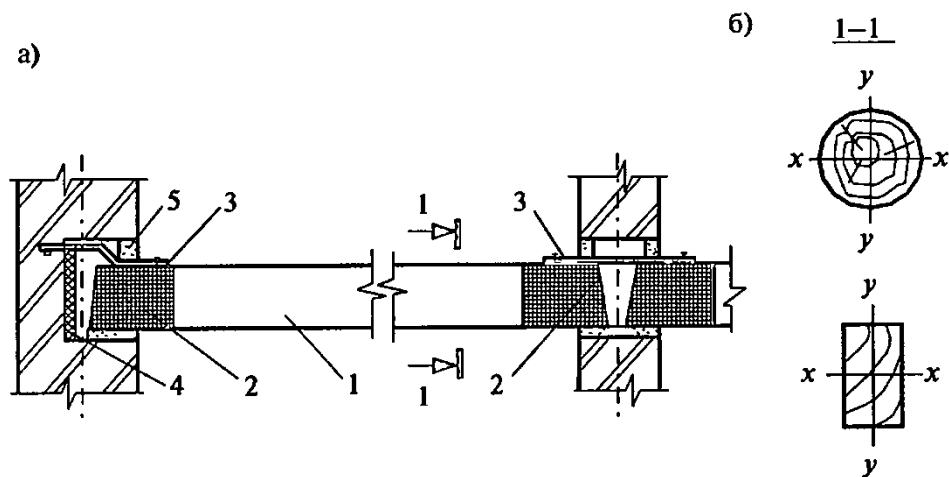


Рис. 7.17. Вариант опирания деревянной балки на кирпичные стены:
а) балка из цельной древесины; б) сечения балок из цельной древесины;
1 — балка; 2 — два слоя толя; 3 — анкер из полосовой стали;
4 — теплоизоляция; 5 — цементно-песчаный раствор

Клееные балки выполняются из досок или из досок с использованием строительной фанеры, которые склеиваются между собой на синтетических клеях (типы и марки клеев - см. табл. 2 СНиП II-25-80). Такой способ изготовления балок позволяет выполнять их большего пролета (обычно до 15 м, но возможно их изготовление и большей длины), увеличивать сечение, тем

самым повышая несущую способность, и формировать сечение, наиболее выгодное с точки зрения работы с использованием различных сортов древесины, распределяя их по сечению в соответствии с напряженным состоянием (где напряжения больше – используется древесина 1-го сорта, а где меньше – 2-го сорта).

Клееные балки могут выполняться с параллельными поясами и скатными, прямоугольного, таврового, двутаврового сечений (рис. 7.19, 7.20).

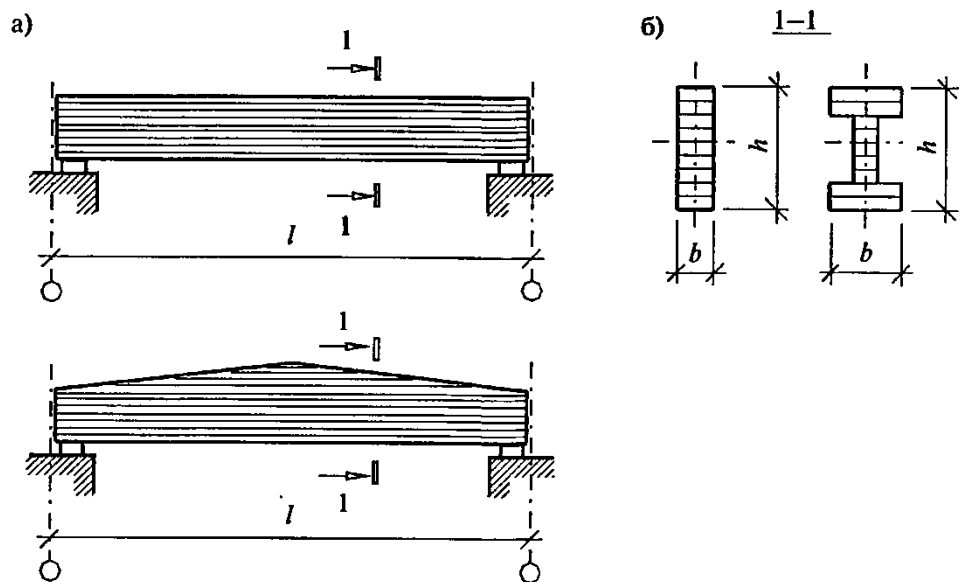


Рис. 7.19. Клееные балки: а) типы клееных балок из досок; б) возможные сечения балок (прямоугольное, двутавровое)

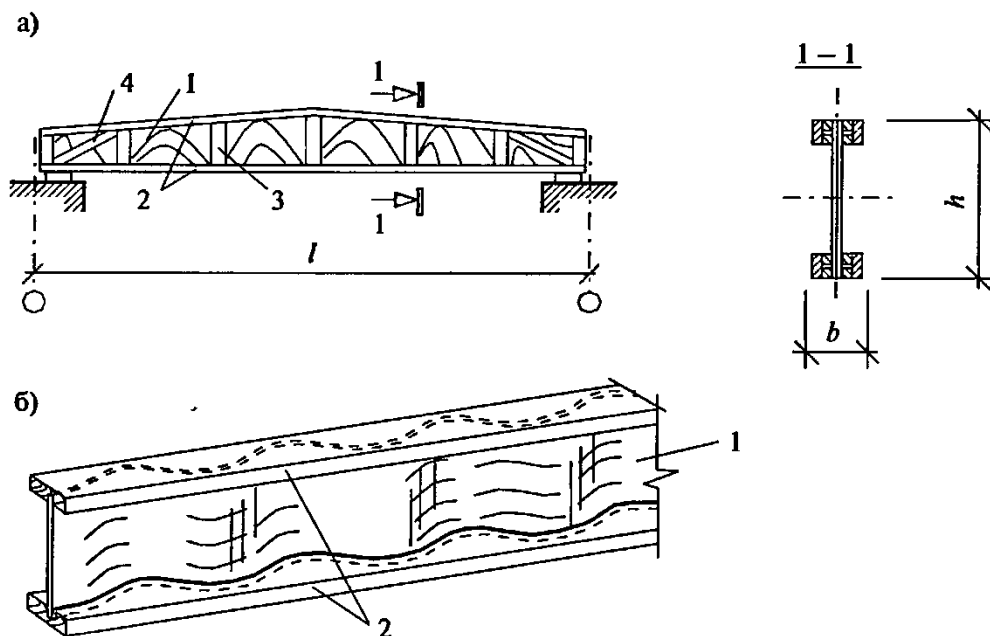


Рис. 7.20. Балки с фанерными стенками: а) клееная балка с плоской фанерной стенкой; б) балка с гофрированной стенкой из фанеры; 1 – фанерная стенка; 2 – пояса балки; 3 – ребра жесткости; 4 – опорный подкос

Особенности работы деревянных балок под нагрузкой и предпосылки для расчета.

Разрушение деревянных балок обычно происходит от поперечного изгиба, при котором в сечении балки возникают сжимающие и растягивающие напряжения. От начала работы до своего разрушения деревянная балка проходит три стадии (рис. 7.21). При относительно небольших изгибающих моментах древесина работает упруго и напряжения, возникающие в поперечном сечении балки, изменяются линейно, увеличиваясь от середины к крайним волокнам балки (стадия 1). При увеличении изгибающего момента, наряду с упругими деформациями, возникают пластические деформации; при этом в сжатой зоне балки происходит смятие крайних волокон, в результате чего образуются складки древесины, нейтральная ось опускается ниже центра тяжести сечения (стадия 2). В случае дальнейшего увеличения изгибающего момента пластические деформации продолжают расти и происходит разрушение в результате разрыва крайних растянутых волокон (стадия 3 - стадия разрушения). Характер разрушения изгибаемого элемента показан на рис. 7.22.

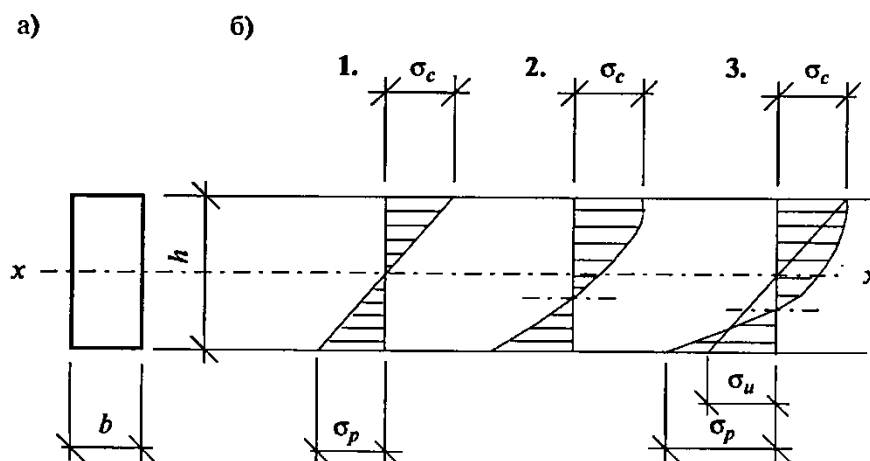


Рис. 7.21. Эпюры нормальных напряжений при различных стадиях работы изгибаемых элементов: а) сечение элемента; б) эпюры напряжений для трех стадий работы

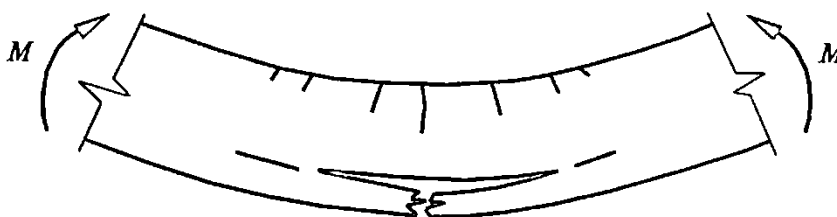


Рис. 7.22. Характер разрушения деревянного изгибаемого элемента

Расчет деревянных балок из цельной древесины.

При расчете деревянной балки возможны следующие типы задач: подбор сечения балки (тип 1) и проверка прочности имеющегося сечения (тип 2):

а) подбор сечения деревянной балки (тип 1).

1. Собирают нагрузку, приходящуюся на балку.
2. Устанавливают расчетную схему балки.
3. Определяют изгибающие моменты и поперечные силы, приходящиеся на балку.
4. Принимают породу древесины, сорт, устанавливают температурно-влажностный режим, при котором будет эксплуатироваться балка.
5. Определяют расчетные сопротивления древесины с учетом предполагаемых размеров и с учетом сорта: $R_{и}$, $R_{ск}$ (табл. 2.4). Уточняются коэффициенты условий работы m_i (п. 3.2 СНиП II-25-80).
6. Определяют требуемый момент сопротивления по формуле

$$W_x = \frac{M}{R_{и} m_i}$$

7. Задаются шириной балки b и определяют требуемую высоту балки: $h = \sqrt{\frac{6W_x}{b}}$ (для бревна момент сопротивления равен $W \approx 0,1d^3$ отсюда, $d = \sqrt[3]{W/0,1}$).
8. Принимают сечение балки с учетом размеров лесоматериалов и пиломатериалов, приведенных в сортаменте (Приложение 2).

Для контроля подобранного сечения необходимо проводить его проверку.

б) проверка подобранного сечения.

9. Уточняют момент сопротивления и момент инерции для принятого сечения: W_x , I_x (табл. 5.2).
10. Проверяют прочность по уравнениям

$$\sigma = \frac{M}{W_{расч}} \leq R_{и};$$
$$\tau = \frac{QS_{бр}}{I_{бр} t_{расч}} \leq R_{ск}$$

11. Проверяют жесткость: определяют прогиб и сравнивают с предельным прогибом:

$$f = \frac{5q_n l_0^4}{384EI_x} \leq f_u$$

В случае выполнения условий прочности и жесткости балка считается подобранной. Если не выполняются условия прочности или жесткости, следует увеличить сечение балки и повторить проверку сечения. Так следует поступать до полного выполнения всех условий.

Задача по проверке прочности имеющегося сечения (тип 2) является частью задачи первого типа (пп. 9-11).

Некоторые правила конструирования деревянных балок.

1. Размеры балок из цельной древесины должны приниматься с учетом сортамента лесоматериалов и пиломатериалов (Приложение 2).

2. В изгибаемых элементах не следует делать ослаблений (отверстий, пазов, подрезок) на кромках элемента.

3. В изгибаемых элементах из цельной древесины допускается на опорах выполнять подрезку в растянутой зоне элемента глубиной $a \leq 0,25h$, при условии $A/bh < 0,4$ МПа, где A - опорная реакция; b, h - ширина и высота сечения элемента без подрезки (рис. 7.25).

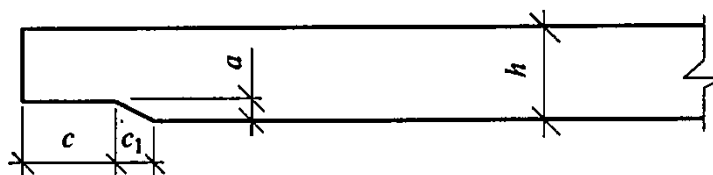


Рис. 7.25. Подрезка на опоре балки: $c \leq h$; $c_1 \geq 2a$

4. Запрещается глухая заделка концов балок в капитальные стены.

5. Опираие балок на кирпичные, бетонные и т.п. стены следует осуществлять через гидроизоляционные прокладки (два слоя толя, рубероида), а концевые участки балки антисептировать, включая торцы балок.

6. Размеры клееных балок из досок назначаются в пределах: $h = (1/10 - 1/12)l$; $h/b \leq 6$; $h/b_n \leq 6$; $b_{ст} \geq b_n/2$; $h_n = (1/6 - 1/10) h$; $h_{ст}/b_{ст} \leq 6$ (рис. 7.26).

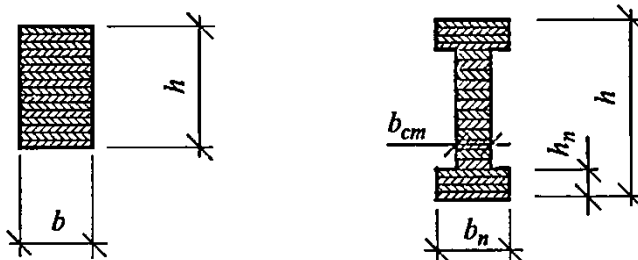


Рис. 7.26. Обозначения, принятые при расчете клееных балок

7. Клееные балки из досок могут выполняться с применением древесины двух сортов, при этом по краям сечений на участках высотой $0,15h$ располагаются более высокие сорта, по которым и назначают расчетное сопротивление $R_{и}$ (рис. 7.27).

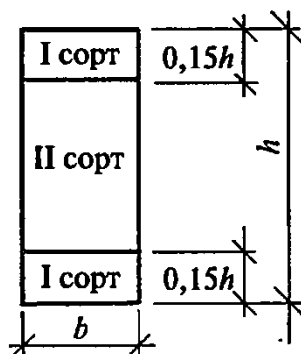


Рис. 7.27. Распределение древесины по сортам в сечении клееных балок

Лекция № 18: «Расчет железобетонных балок и плит»

Железобетонные балки применяются в составе железобетонных каркасов зданий промышленного и гражданского назначения как элементы кирпичных зданий, при строительстве мостов, эстакад и т.д., могут называться: прогонами, ригелями, перемычками. Как балки работают плиты, ростверки и другие конструкции.

Железобетонные балки изготавливаются сборными и монолитными. Конструкция железобетонных балок зависит от их назначения и действующих на них нагрузок. В сборных железобетонных балках предусматриваются монтажные петли или отверстия для монтажа. Для крепления балок и конструкций, которые на них опираются, в балках могут устанавливаться закладные детали. Крепление балок к опорам осуществляется через закладные детали на сварке, реже на болтах. Вместе с тем многие (обычно небольшие по размерам) балки укладываются на цементно-песчаный раствор без устройства дополнительного крепления.

Заводами железобетонных конструкций выпускаются разнообразные типовые железобетонные балки, которые дают возможность компоновать простые сборные железобетонные перекрытия (рис. 7.28).

Плиты перекрытия могут опираться сверху на ригели (рис. 7.28, б), или с целью уменьшения строительной высоты перекрытия опирание плит производят на полки ригеля, расположенные ниже верха ригеля (рис. 7.28, в); Формы сечения балок принимаются: прямоугольная, тавровая и др., определяемые конструктивными требованиями (7.29).

Принимаются различные конструкции опирания балок на колонны, балки могут опираться сверху на консоль колонны, а могут опускаться ниже, опираясь на подрезку, скрывающую консоль колонны (рис. 7.30). При опирании на кирпичные стены под балки на кирпичные стены под балки

следует укладывать железобетонную подушку, и только при опирании небольших балок их можно укладывать непосредственно на кирпичную кладку.

Балки армируются сварными или вязаными каркасами, а для армирования полок тавровых балок, опорных участков применяют арматурные сетки, которые могут загибаться по форме сечения балки. При пролетах более 4,5 м балки могут выполняться предварительно напрягаемыми (для меньших пролетов применение предварительного напряжения экономически нецелесообразно). Предварительное напряжение арматуры позволяет уменьшить прогибы, повысить трещиностойкость и уменьшить металлоемкость балки.

Монолитные железобетонные балки могут являться частью монолитных железобетонных перекрытий или выполняться в виде самостоятельной конструкции. При армировании монолитных балок часто выполняют вязанные каркасы. Монолитные железобетонные балки применяют при нестандартных пролетах или сечениях, в индивидуальном строительстве, при строительстве в сейсмических районах, на закарстованных территориях и т.п., когда требуется объединить отдельные части здания и тем самым придать им дополнительную жесткость.

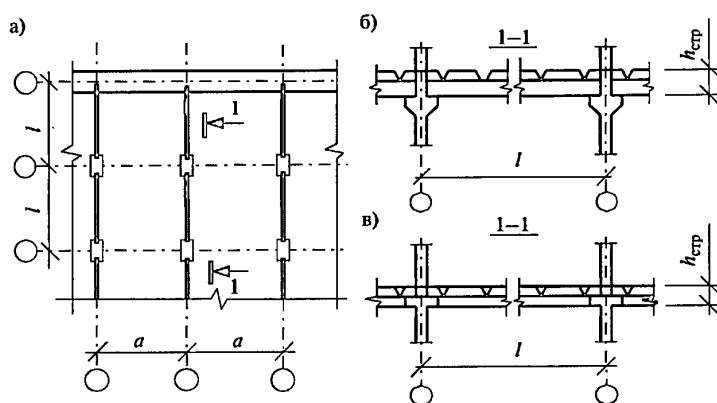


Рис. 7.28. Участок плана и разрезы сборных железобетонных перекрытий: а) участок плана железобетонного перекрытия; б) разрез перекрытия с плитами, опирающимися на верх ригелей; в) разрез перекрытия с плитами, опирающимися на нижние полки ригелей

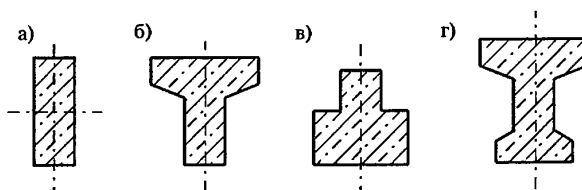


Рис. 7.29. Сечения железобетонных балок: а) прямоугольное; б) тавровое; в) тавровое с полкой внизу; г) двутавровое

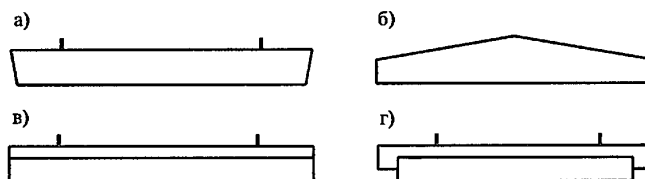


Рис. 7.30. Вид железобетонных балок в зависимости от опирания на нижележащие конструкции: а); б) на кирпичные стены или консоли колонн сверху; в) на верхний торец (обрез) колонны или верх стены; г) на консоль колонны — подрезкой, скрывающей консоль

Особенности работы железобетонных балок под нагрузкой и предпосылки для расчета.

Опыт показывает, что железобетонные балки под действием равномерно распределенной нагрузки разрушаются (как показано на рис. 7.31) по следующей схеме: в середине балки возникают вертикальные (перпендикулярные к оси балки) трещины, с удалением от середины трещины уменьшаются и наклоняются (угол наклона может составлять около 40°), вблизи опор ширина раскрытия наклонных трещин снова увеличивается.

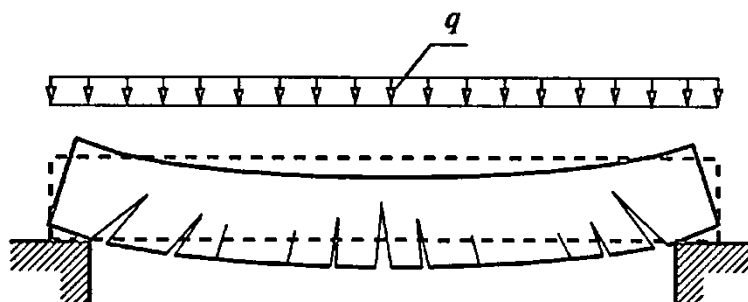


Рис. 7.31. Схема разрушения железобетонной балки (арматура условно не показана)

Трещины в железобетонных балках неизбежны и допустимы в установленных нормами пределах (которые определяются условиями их работы). Цель постановки арматуры — предотвратить разрушение балки, которое обычно возникает в результате чрезмерного раскрытия трещин, появляющихся в растянутой зоне бетона. В местах образования трещин растягивающие усилия воспринимает арматура, а на участках между трещинами арматура и бетон работают совместно. Железобетонная балка, поэтому при прочих равных условиях может быть в 20 раз прочнее бетонной.

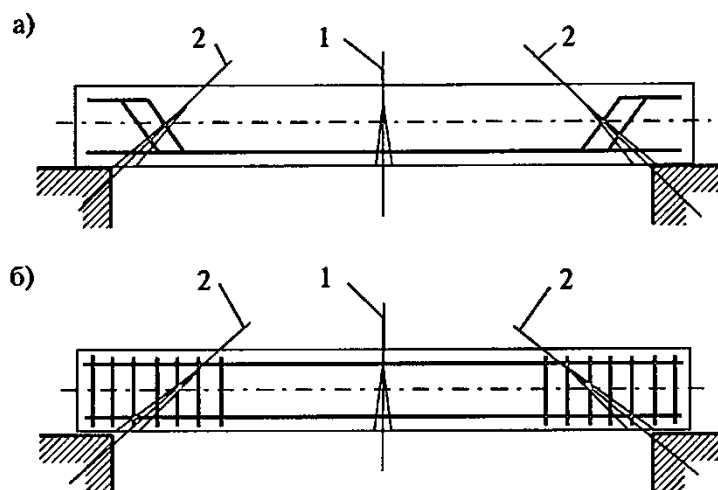


Рис. 7.32. Схемы армирования железобетонных балок:
а) отгибами продольной арматуры на опорах; б) поперечными стержнями (хомутами) на приопорных участках; 1 — нормальное сечение;
2 — наклонное сечение;

Рационально, когда арматура располагается перпендикулярно к трещине. Этому условию удовлетворяет продольная рабочая арматура, расположенная в растянутой зоне бетона перпендикулярно к оси нормального (перпендикулярного к оси балки) сечения (рис. 7.32). В наклонном сечении (проведенном по наклонной трещине) перпендикулярно трещине можно располагать отгибы (рис. 7.32, а), но их устройство трудоемко и на практике они применяются редко, чаще ставятся вертикальные стержни (рис. 7.32, б) которые объединяются в сварные или вязанные каркасы (поперечные стержни в сварных или хомуты в вязанных каркасах). Поперечные стержни, пересекая наклонные трещины, обеспечивают прочность наклонного сечения (наиболее опасными участками, на которых могут образовываться наклонные трещины, при равномерно распределенной нагрузке являются участки вблизи опор, равные $\frac{1}{4}$ длины балки).

Итак, расчет железобетонных балок на прочность заключается в определении необходимого количества рабочей продольной арматуры (числа стержней и диаметров) для обеспечения прочности нормального сечения, а также в определении диаметра и шага постановки поперечных стержней для обеспечения прочности наклонных сечений.

Расчет железобетонных балок прямоугольного сечения с одиночным армированием по прочности нормального сечения.

Железобетонные балки под нагрузкой показывают, что от начала действия нагрузки и до разрушения балки по нормальному сечению можно выделить три стадии напряженно-деформированного состояния (рис. 7.33).

Стадия 1. Соответствует небольшой нагрузке, при которой не образуются трещины в растянутой зоне бетона. В этой стадии можно выделить два состояния. Состояние 1, а (момент M_1) соответствует начальному этапу приложения нагрузки: напряжения в бетоне изменяются по линейному закону, т.е. упруго. Бетон и арматура в растянутой зоне работают совместно. Состояние 1, б (момент $M_2 > M_1$) - непосредственно перед появлением трещин: в сжатой зоне бетона напряжения изменяются практически упруго, а в растянутой - эпюра растягивающих напряжений в бетоне искривляется, что говорит о том, что в нем появляются пластические деформации. В арматуре возникают небольшие упругие деформации, она недонапряжена.

Стадия 2. Характеризуется появлением в растянутой зоне бетона трещин, которые появляются при увеличении нагрузки (момент $M_3 > M_2$). Бетон в трещине выключается из работы. Там, где образовались трещины, работает арматура, а между трещинами арматура и бетон продолжают работать совместно. В сжатой зоне бетона за счет пластических деформаций происходит искривление эпюры напряжений бетона, эти напряжения еще не достигают предельных значений. Прочность арматуры и сжатого бетона полностью еще не исчерпана, и можно увеличивать нагрузку на элемент.

Стадия 3. Стадия разрушения. Разрушение элемента может происходить по двум случаям:

Случай 1 . Разрушение происходит из-за того, что не выдерживает бетон сжатой зоны, в то время как несущая способность арматуры еще не исчерпана (имеется излишек арматуры, т.е. элемент переармирован).

Случай 2. Напряжения в арматуре достигают предела текучести или прочности, арматура удлиняется или рвется, трещина увеличивается, части балки взаимно поворачиваются, и происходит разрушение. В основном разрушение изгибаемых железобетонных элементов при нарушении прочности нормального сечения происходит по этой схеме.

В зависимости от целей расчетов (расчет на образование трещин, определение прогибов, расчет на прочность и т.д.) они могут вестись по 1-й, 2-й или 3-й стадии. При расчете прочности расчет ведется по 3-й стадии, причем действительная схема напряжений заменяется расчетной схемой, в которой фактическая (криволинейная) эпюра напряжений в сжатой зоне бетона заменена на прямолинейную, и напряжения в ней принимаются равными призменной прочности бетона R_b . В растянутой зоне бетон в результате образования трещин выключается из работы, там работает только растянутая арматура, и напряжения в ней равны расчетным сопротивлениям арматуры растяжению R_s .

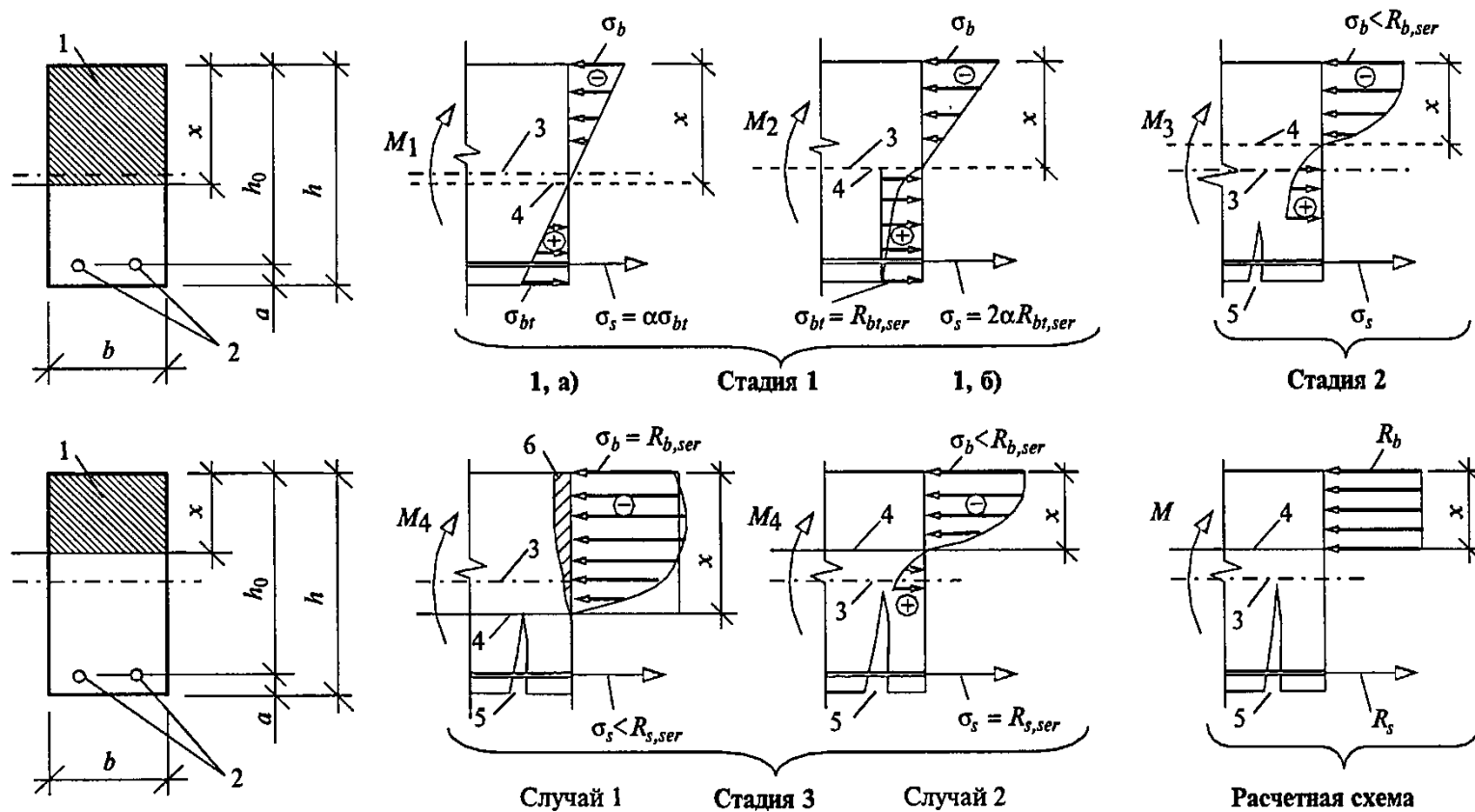


Рис. 7.33. Стадии напряженно-деформированного состояния в нормальном сечении при изгибе железобетонной балки от начала работы до разрушения: 1 – сжатая зона бетона; 2 – арматура; 3 – центральная ось; 4 – нейтральная ось; 5 – трещина; 6 – зона разрушения бетона; M – изгибающий момент: $M_4 > M_3 > M_2 > M_1$

Расчет прочности нормального сечения изгибаемого прямоугольного элемента с одиночным армированием.

При расчете изгибаемых элементов возможны следующие типы задач: подбор сечения продольной арматуры (тип 1) и определение несущей способности (тип 2), при необходимости проверки прочности элемента учитываем, что это фактически является задачей 2-го типа.

Порядок подбора сечения продольной арматуры (тип 1)

1. Определяют изгибающий момент, действующий в расчетном сечении элемента.
2. Принимают сечение балки: $h \approx (1/12 - 1/8)l$; $b \approx (0,3-0,5)h$, (размеры сечения могут быть заданы).
3. Задаются классом прочности бетона ($B \geq 10$) и классом арматуры, чаще всего в качестве продольной рабочей арматуры принимается арматура класса А540, А400.
4. Задаются расстоянием от крайнего растянутого волокна бетона до центра тяжести арматуры ($a \approx 3-5$ см) и определяют рабочую высоту бетона $h_0 = h - a$.
5. Находят значение коэффициента A_0 :

$$A_0 = \frac{M}{R_b b h_0^2}$$

Коэффициент A_0 не должен превышать граничного значения A_{0R} (см. табл. 7.6). Если значение коэффициента $A_0 > A_{0R}$, следует увеличить сечение балки или изменить материалы.

6. По величине коэффициента A_0 , пользуясь табл. 7.5, определяют значения коэффициентов ξ и η .
7. Определяют требуемую площадь арматуры по любой из приведенных формул:

$$A_s = \frac{R_b b \xi h_0}{R_s}$$
$$A_s = \frac{M}{\eta h_0 R_s}$$

8. Задаются количеством стержней и определяют диаметры арматуры, выписывают фактическую площадь сечения подобранной арматуры (Приложение 3).
9. Определяют процент армирования элемента μ и сравнивают его с минимальным процентом армирования:

$$\mu = \frac{A_s}{bh_0} \cdot 100\% \geq \mu_{min} = 0,1\%$$

10. Определяют требуемую площадь монтажных стержней A_s' и по площади принимают диаметры монтажных стержней d_s' :

$$A_s' \approx 0,1A_s$$

11. Определяют диаметры поперечных стержней:

$$d_{sw} \geq 0,25d_s$$

12. Назначают толщину защитного слоя бетона ($a_b \geq d_s$; $a_b \geq 20$ мм)

13. Конструируют сечение.

Порядок определения несущей способности элемента (тип 2)

При определении несущей способности элемента ,известно: размеры сечения, армирование и материалы, из которых выполнен элемент; неизвестно - какой изгибающий момент он способен выдержать (момент сечения).

Для нахождения момента сечения определяют:

1. Расчетные сопротивления материалов, их коэффициенты условий работы (табл. 2.6; 2.8).

2. По чертежу сечения элемента находят рабочую высоту сечения h_0 , площадь рабочей продольной арматуры A_s (Приложение 3);

3. Определяют значение коэффициента ξ :

$$\xi = \frac{A_s R_s}{R_b b h_0}$$

Коэффициент ξ должен быть не больше граничного значения ξ_R (табл. 7.6); если коэффициент ξ больше граничного значения, это значит, что элемент переармирован и для дальнейших расчетов следует использовать граничные значения коэффициентов (вместо коэффициента ξ , применять в дальнейших расчетах ξ_R ; вместо A_0 применять коэффициент A_{0R}).

4. По таблице коэффициентов (табл. 7.5) через коэффициента определяют значения коэффициента A_0 .

5. Определяют величину момента сечения:

$$M_{сечения} = A_0 R_b b h_0^2 - \text{задача решена.}$$

В случае если требуется проверить прочность, необходимо сравнить момент сечения с фактически действующим на балку моментом и сделать вывод, выполняется условие прочности ($M \leq M_{\text{сечения}}$) или нет.

Порядок расчета прочности нормального сечения таврового элемента.

Как и при расчете изгибаемых элементов прямоугольного сечения, возможны следующие типы задач: подбор арматуры (тип 1) и определение несущей способности (тип 2) (проверка прочности).

Порядок подбора продольной арматуры (тип 1)

1. Собирают нагрузки, действующие на элемент, и определяют расчетную схему элемента; определяют максимальный изгибающий момент.

2. Принимают сечение балки: $h \approx (1/12 - 1/8)l$; $b \approx (0,3-0,5)h$, (размеры сечения могут быть заданы).

3. Задаются классом прочности бетона, классом арматуры и определяют расчетные сопротивления (табл. 2.6, 2.8).

4. Задаются расстоянием от крайнего растянутого волокна бетона до центра тяжести арматуры ($a \approx 3-5$ см) и определяют рабочую высоту бетона $h_0 = h - a$.

5. Определяют расчетный случай тавровых элементов:

$$M_f = R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5 h'_f)$$

- если $M \leq M_f$, имеют первый расчетный случай тавровых элементов;
- если $M > M_f$, имеют второй расчетный случай тавровых элементов.

Порядок расчета при первом расчетном случае		Порядок расчета при втором расчетном случае	
6	Определяют коэффициент A_0 : $A_0 = \frac{M}{R_b b'_f h_0^2}$	6	Определяют коэффициент A_0 : $A_0 = \frac{M - R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f)}{R_b b h_0^2}$
7	По табл. 7.6 определяют коэффициент A_{0R} – должно выполняться условие $A_0 \leq A_{0R}$; в случае если условие не выполняется, следует изменить сечение или материалы	7	По табл. 7.6 определяют коэффициент A_{0R} – должно выполняться условие $A_0 \leq A_{0R}$; в случае если условие не выполняется, следует изменить сечение или материалы
8	По табл. 7.5 определяют коэффициент η	8	По табл. 7.5 определяют коэффициент ξ
9	Определяют требуемую площадь арматуры: $A_s = \frac{M}{\eta h_0 R_s}$	9	Определяют требуемую площадь арматуры: $A_s = \frac{R_b b \xi h_0 + R_b (b'_f - b) h'_f}{R_s}$

10. Принимают количество продольных растянутых стержней и определяют диаметры арматуры и фактическую площадь сечения подобранной арматуры A_s (Приложение 3).

11. Определяют процент армирования элемента: $\mu = A_s 100 / b h_0$ и сравнивают с $\mu_{\min} = 0,1\%$.
12. Определяют требуемую площадь монтажных стержней: $A_s \approx 0,1 A_s$, и по площади принимают диаметры монтажных стержней.
13. Определяют диаметры поперечных стержней $d_{sw} \geq 0,25 d_s$;
14. Назначают толщину защитного слоя бетона (см. табл. 2.9).
15. Конструируют сечение.

Определение несущей способности таврового элемента (тип 2)

При определении несущей способности элемента известно: размеры сечения, армирование и материалы, из которых выполнен элемент; неизвестно - какой изгибающий момент он способен выдержать (момент сечения). Порядок расчета принимается следующий:

1. Определяют расчетные сопротивления материалов (табл. 2.6, 2.8).
2. По чертежу сечения элемента находят рабочую высоту сечения h_0 , площадь рабочей продольной арматуры A_s .
3. Определяют значение коэффициента ξ :

$$\xi = \frac{A_s R_s}{R_b b'_f h_0}$$

Коэффициент ξ должен быть не больше граничного значения ξ_R (табл. 7.6); если коэффициент ξ больше граничного значения, это значит, что элемент переармирован и для дальнейших расчетов следует использовать граничные значения коэффициентов (вместо коэффициента ξ , применять в дальнейших расчетах ξ_R ; вместо A_0 применять коэффициент A_{0R}).

4. Зная коэффициент ξ , можно определить высоту сжатой зоны бетона $x = \xi h_0$, и сравнивая высоту полки элемента h'_f с высотой сжатой зоны бетона, можно определить расчетный случай тавровых элементов:

- при $x \leq h'_f$ - первый случай расчета;
- при $x > h'_f$ - второй случай расчета.

5. По таблице коэффициентов (табл. 7.5) через коэффициент ξ определяют значения коэффициента A_0 .

6. Учитывая случай расчета тавровых элементов, определяют величину момента сечения:

$M_{\text{сечения}} = A_0 R_b b h_0^2$ - для первого расчетного случая;

$M_{\text{сечения}} = A_0 R_b b h_0^2 + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0,5 h'_f)$ - для второго расчетного случая; задача решена.

В случае проверки прочности необходимо сравнить момент, воспринимаемый сечением, с действующим на балку максимальным изгибающим моментом.

Таблица 7.5

Значения коэффициентов ξ , η , A_0

ξ	$\eta_0 (\eta)$	$\alpha_m (A_0)$	ξ	$\eta_0 (\eta)$	$\alpha_m (A_0)$	ξ	$\eta_0 (\eta)$	$\alpha_m (A_0)$
0,01	0,995	0,01	0,26	0,87	0,226	0,51	0,745	0,38
0,02	0,99	0,02	0,27	0,865	0,234	0,52	0,74	0,385
0,03	0,985	0,03	0,28	0,86	0,241	0,53	0,735	0,39
0,04	0,98	0,039	0,29	0,855	0,248	0,54	0,73	0,394
0,05	0,975	0,049	0,30	0,85	0,255	0,55	0,725	0,399
0,06	0,97	0,058	0,31	0,845	0,262	0,56	0,72	0,403
0,07	0,965	0,068	0,32	0,84	0,269	0,57	0,715	0,407
0,08	0,96	0,077	0,33	0,835	0,276	0,58	0,71	0,412
0,09	0,955	0,086	0,34	0,83	0,282	0,59	0,705	0,416
0,10	0,95	0,095	0,35	0,825	0,289	0,60	0,70	0,42
0,11	0,945	0,104	0,36	0,82	0,295	0,62	0,69	0,428
0,12	0,94	0,113	0,37	0,815	0,302	0,64	0,68	0,435
0,13	0,935	0,122	0,38	0,81	0,308	0,66	0,67	0,442
0,14	0,93	0,13	0,39	0,805	0,314	0,68	0,66	0,449
0,15	0,925	0,139	0,40	0,80	0,32	0,70	0,65	0,455
0,16	0,92	0,147	0,41	0,795	0,326	0,72	0,64	0,461
0,17	0,915	0,156	0,42	0,79	0,332	0,74	0,63	0,466
0,18	0,91	0,164	0,43	0,785	0,338	0,76	0,62	0,471
0,19	0,905	0,172	0,44	0,78	0,343	0,78	0,61	0,476
0,20	0,90	0,18	0,45	0,775	0,349	0,80	0,60	0,48
0,21	0,895	0,188	0,46	0,77	0,354	0,85	0,575	0,489
0,22	0,89	0,196	0,47	0,765	0,36	0,90	0,55	0,495
0,23	0,885	0,204	0,48	0,76	0,365	0,95	0,525	0,499
0,24	0,88	0,211	0,49	0,755	0,37	≥ 1	0,50	0,5
0,25	0,875	0,219	0,50	0,75	0,375	-	-	-

Таблица 7.6

Предельные значения коэффициентов ξ и A_0

Класс арматуры	Значение ξ_R	Значение A_{0R}
A240	0,612	0,425
A300	0,577	0,411
A400	0,531	0,390
A500	0,493	0,372
B500	0,502	0,376

Понятие о расчете сборных железобетонных конструкций на монтажные и транспортные нагрузки.

Необходимость расчета на усилия, возникающие при подъеме конструкции, транспортировании и монтаже, вызвана тем, что сечение элемента, запроектированное на восприятие усилий, возникающих при работе в проектном положении, в ряде случаев может не выдерживать усилий при подъеме, транспортировании и монтаже.

При транспортировании и складировании конструкции укладываются на деревянные прокладки, места расположения которых обычно принимаются под монтажными петлями. В момент перевозки из-за неровностей на дорогах железобетонные элементы испытывают динамические нагрузки, при монтаже конструкция также может испытывать динамические нагрузки, хотя и в меньшей степени, чем при транспортировании. Может также поменяться и сам характер работы конструкции; так, например, колонны при эксплуатации работают на сжатие, а при транспортировании и в момент монтажа испытывают изгиб, т.е. работают как балки. Если рассматривать работу плит при транспортировании и монтаже, то эта работа обычно так же отличается от их работы в стадии эксплуатации. Плиты при эксплуатации опираются своими концами, а при транспортировании и монтаже монтажные петли (опорные прокладки) устанавливаются ближе к середине, и при подъеме концы плиты консольно свешиваются, что приводит к появлению растяжения в зонах бетона, которые при эксплуатации испытывают сжатие. Поэтому в сборных железобетонных плитах требуется устанавливать дополнительные (монтажные) сетки, которые воспринимают монтажные растягивающие напряжения. Эти сетки не нужны в монолитных плитах, так как они сразу изготавливаются в рабочем положении.

Нормальные сечения колонны, расположенные в месте действия пролетного момента, имеют растянутую зону, находящуюся в нижней части колонны, а сечения, расположенные в месте действия опорных моментов, имеют растянутую зону в верхней части колонны (рис. 7.69).

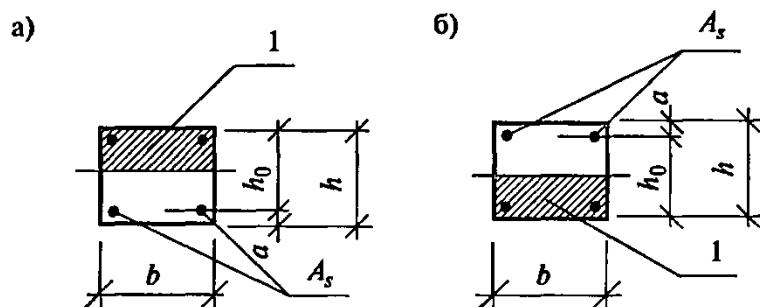


Рис. 7.69. Расположение растянутой зоны бетона:
а) в нормальном сечении, расположенном в месте действия пролетного момента; б) в нормальном сечении, расположенном в месте действия опорного момента; 1 — сжатая зона бетона

Предварительно напряженные железобетонные конструкции.

Суть предварительного напряжения и предпосылки для расчета

В обычных железобетонных конструкциях (выполненных без предварительного напряжения) есть два крупных недостатка, которые резко ограничивают область их применения. Во-первых, в растянутых зонах обычных железобетонных конструкций обязательно присутствуют трещины даже при относительно небольших нагрузках. Во-вторых, применение арматуры, изготовленной из высокопрочных сталей, без предварительного напряжения не дает возможности полностью использовать ее несущую способность. Раннее раскрытие трещин в ненапрягаемых железобетонных конструкциях, работающих на изгиб и растяжение, приводит к тому, что к моменту достижения рабочих напряжений в арматуре, в бетоне появляются чрезмерные «зияющие» трещины. Эти недостатки преодолеваются предварительным напряжением высокопрочной арматуры в железобетоне. При предварительном напряжении достигается полное использование несущей способности высокопрочной арматуры, и при этом можно получить экономию металла, так как чем прочнее арматура, тем меньше ее требуется для обеспечения прочности.

Предварительно напряженными железобетонными конструкциями называются конструкции, в которых искусственно, на стадии изготовления, создаются напряжения за счет натяжения арматуры и последующего обжатия бетона. Предварительно созданные в железобетонном элементе напряжения по знаку противодействуют напряжениям, возникающим от внешних нагрузок, что приводит к частичной или полной компенсации рабочих напряжений.

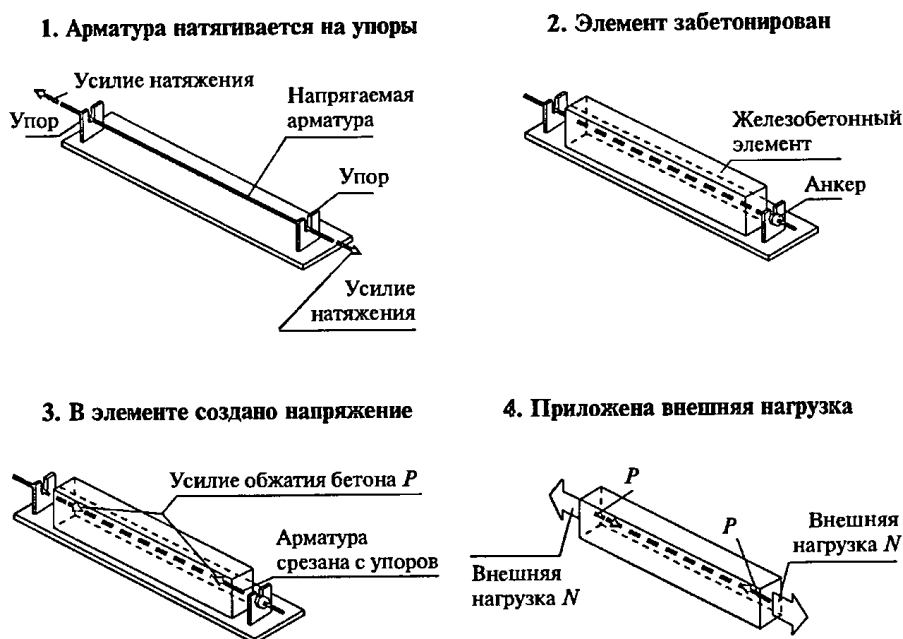


Рис. 7.62. Стадии создания и работы предварительно напряженного растянутого элемента с натяжением арматуры на упоры

Материалы для предварительно напряженных конструкций

Для армирования предварительно напряженных железобетонных конструкций в качестве напрягаемой арматуры рекомендуется применять:

- горячекатаную и термически упрочненную арматуру периодического профиля классов:

$$A600 (A-IV) - R_s = 520 \text{ МПа}; R_{sn} = 600 \text{ МПа};$$

$$A800 (A-V) - R_s = 695 \text{ МПа}; R_{sn} = 800 \text{ МПа};$$

$$A600 (A-VI) - R_s = 830 \text{ МПа}; R_{sn} = 1000 \text{ МПа};$$

- холоднодеформированную арматуру периодического профиля классов от Вр1200 до Вр1500 (Вр-II) – $R_s = 1250 \text{ МПа}; R_{sn} = 1500 \text{ МПа};$
- канатную 7- и 19-проволочную арматуру классов К1400 и К1500 (К-7, К-19);
- арматуру, упрочненную вытяжкой периодического профиля класса А540 (А-IIIв).

Для предварительно напряженных элементов, выполняемых из тяжелого, класс прочности бетона следует принимать не ниже указанного в табл. 7.7.

Таблица 7.7

Бетоны для предварительно напряженных элементов

Характеристика напрягаемой арматуры	Класс бетона не ниже
1. Арматура классов: А540-А800	В20
А1000	В30
2. Арматура классов: Вр1200, Вр1300	В30
Вр1400, Вр1500	В20
К1400, К1500	В30

Проектная прочность бетона достигается через 28 суток нормального твердения, в то время как передача напряжений от предварительно напряженной арматуры на бетон происходит значительно раньше.

Способы натяжения арматуры

Для создания предварительных напряжений в арматуре применяют следующие способы:

- механический** - натяжение арматуры выполняется при помощи домкратов или натяжных машин;

- **электротермический** - к стержню арматуры подключается электрический ток, и в результате короткого замыкания происходит его разогрев (до температуры 300-350°C); стержень удлиняется и в удлиненном состоянии закрепляется на упорах, при остывании в арматуре возникают напряжения;

- **электротермомеханический** - комбинация первых двух способов; обычно после разогрева стержня он дотягивается до нужной длины;

- **физико-химический** - с использованием самоупругающихся бетонов. Такие бетоны увеличиваются в объеме при твердении и натягивают арматуру, т.е. происходит самоупругивание. Чаще всего применяются первые два способа натяжения арматуры.

Для закрепления арматуры на упорах применяют специальные анкерные приспособления. Наиболее простые анкерные устройства для стержневой арматуры показаны на рис. 7.65.

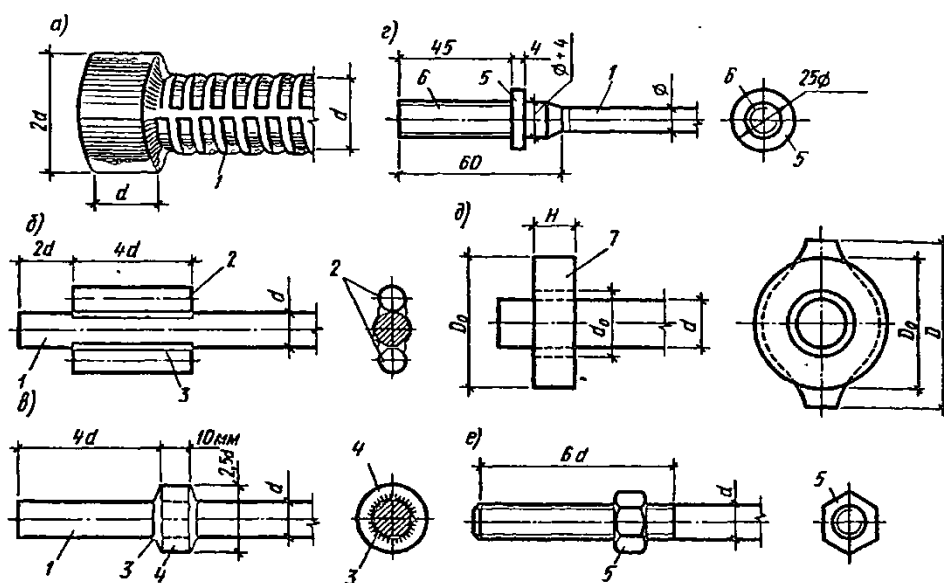


Рис. 7.65. Анкерные приспособления: а) высаженная головка; б) приварка коротышей; в) приварка кольца; г) нарезной наконечник с гайкой; д) обжатая шайба; е) нарезной конец с гайкой; 1 — арматурные стержни; 2 — коротыши; 3 — сварочной шов; 4 — кольцо; 5 — гайка; 6 — стальной штампованный наконечник с нарезкой, привариваемый к арматуре; 7 — обжатая шайба.

Расчет прочности предварительно напряженных элементов.

При расчете прочности предварительно напряженных элементов по нормальному сечению используются те же уравнения прочности и такая же последовательность расчета, что и для расчета ненапрягаемых железобетонных элементов, но при этом расчетное сопротивление арматуры допускается вводить в расчет с коэффициентом условия работы арматуры γ_{s3} :

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,2\xi/\xi_R \leq 1,1$$

где ξ - относительная высота сжатой зоны бетона (табл. 7.5); ξ_R – граничное значение относительной высоты сжатой зоны бетона, принятое в зависимости от классов арматуры и отношения σ_{sp}/R_s (см. табл. 7.8).

Таблица 7.8

σ_{sp}/R_s	Значение ξ_R при растянутой арматуре классов			
	A540	A600	A800	A1000
1,0	0,80	0,51	0,51	0,51
0,9	0,75	0,49	0,48	0,47
0,8	0,70	0,47	0,45	0,44
0,7	0,66	0,45	0,43	0,42
0,6	0,62	0,43	0,41	0,39

Более подробно – см. п.3.1.2 СП 52-102-2004.

Лекция № 19: «Соединения элементов стальных конструкций»

Соединения на сварке

Виды сварки

Для соединений элементов металлических конструкций применяют: ручную электродугую сварку; автоматическую и полуавтоматическую сварку под слоем флюса; сварку в среде углекислого газа; сварку порошковой проволокой и др. Материалы для проведения сварочных работ принимаются по табл. 55*СНиП II-23-81*.

При производстве ручной электродуговой сварки используются электроды, марка которых принимается в зависимости от группы и климатического района. Электроды Э42А, Э46А, Э50А, Э60А с повышенными пластическими свойствами применяются для сварки конструкций, относящихся к 1-й группе (испытывающих сложное напряженное состояние), или при воздействии на соединение низких температур (климатические районы: I₁, I₂, II₂, II₃). В остальных случаях применяют электроды, в обозначениях которых нет буквы «А» (Э42, Э46, Э50, Э60). За один проход при ручной сварке можно выполнить шов высотой до 8 мм, в случае необходимости выполнения шва большей высоты требуется несколько проходов электродом.

Автоматическая и полуавтоматическая сварка под слоем флюса во много раз производительней ручной сварки, обеспечивает глубокое и более качественное проплавление свариваемых деталей (до 16 мм за один проход). При полуавтоматической сварке механизирована подача сварочной проволоки, а движение сварочного аппарата вдоль шва производится вручную.

Сварка в среде углекислого газа может выполняться вручную или механизированным способом. Углекислый газ подается в сварочную зону и защищает шов от атмосферного воздуха, что способствует получению более качественного шва.

Сварка порошковой проволокой производится с помощью флюса, завернутого в металлическую ленту, который обеспечивает защиту сварочной зоны, раскисление и легирование металла шва, в результате чего получают качественный шов.

Швы сварных соединений делят на заводские и монтажные (выполняемые при монтаже конструкции на строительной площадке); обозначение швов на чертежах - см. табл. 8.1.

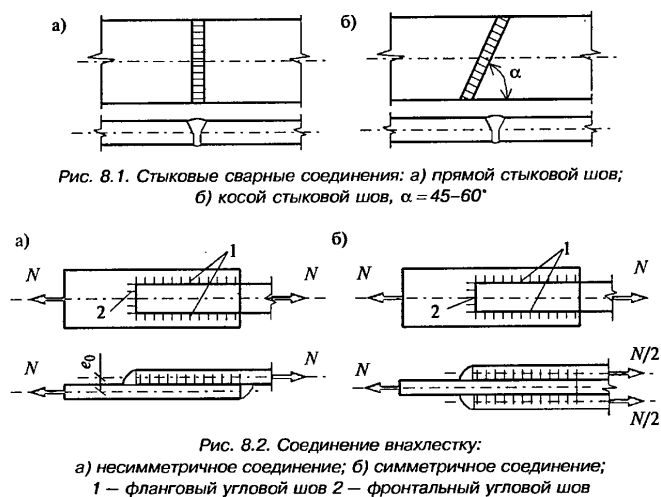
Таблица 8.1

Условное изображение сварных соединений

Наименование	Изображения шва	
	Заводской	Монтажный
Шов сплошной с видимой стороны		XXXXXXXXXX
То же с невидимой стороны		XXX XXX XXX
Шов таврового или нахлесточного соединения сплошной с видимой стороны		XXXXXXXXXX
То же с невидимой стороны		XXX XXX XXX

Виды сварных соединений

Различают следующие виды сварных соединений стальных элементов: стыковые, внахлестку, комбинированные, соединения впритык (рис. 8.1, 8.2, 8.3, 8.4).



Швы, расположенные вдоль усилия, называются фланговыми, поперек - фронтальными (рис. 8.2). При расчетах считается, что фронтальные и фланговые швы работают одинаково. Несимметричное соединение внахлестку (рис. 8.2, а) работает хуже симметричного (рис. 8.2, б), так как в нем образуется эксцентриситет приложения силы e_0 и в сечении возникает изгибающий момент.

Комбинированные соединения представляют собой сочетание стыкового соединения и соединения внахлестку.

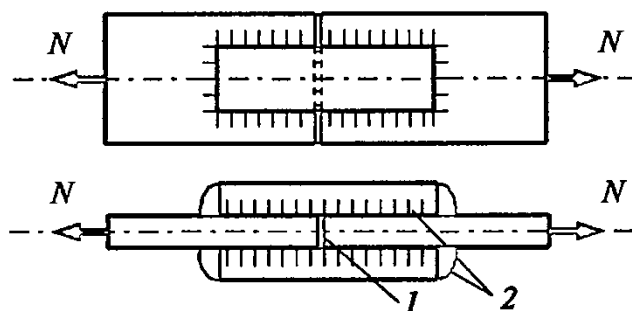
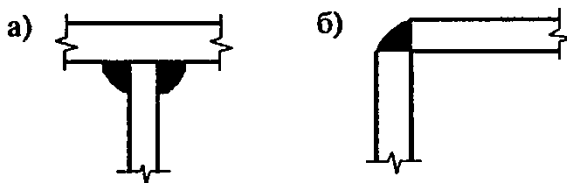


Рис. 8.3. Комбинированное соединение: 1 – стыковой шов; 2 – угловые швы



**Рис. 8.4. Соединение впритык:
а) тавровое соединение; б) угловое соединение**

При выполнении соединений могут возникать пороки шва (некачественные участки): в начале движения электрода - непровар, при отрыве электрода - кратер (рис. 8.5, в). Наличие некачественных участков шва учитывается в расчетах уменьшением длины шва по сравнению с длиной соединяемых элементов. В стыковых швах длина шва уменьшается на две толщины соединяемых элементов, в угловых швах - на 10 мм. Для устранения этих недостатков, швы начинают и заканчивают на технологических планках, при этом расчетная длина шва принимается равной длине соединяемых элементов. Технологические планки после выполнения шва обрубаются, а шов шлифуется (рис. 8.5, г).

Сваривая толстые детали, можно не обеспечить полный провар соединяемых элементов, в этом случае образуется непровар корня шва. Непровар корня шва не допускается, в случае его образования производится подварка с другой стороны соединяемых элементов (рис. 8.5, а). При сварке элементов толщиной более 8 мм производят разделку кромок (рис. 8.5, б).

Контроль качества сварных швов осуществляется либо визуально, либо физическими методами (при помощи ультразвуковых или рентгеновских аппаратов). В случае обнаружения брака производится повторная проварка некачественно выполненного участка шва.

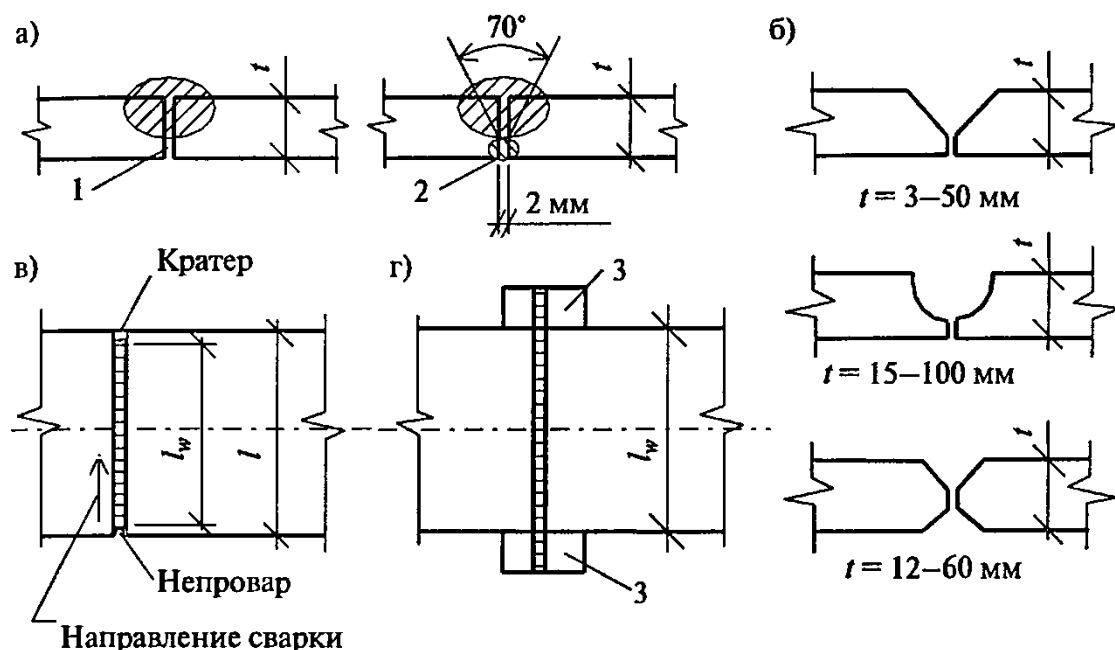


Рис. 8.5. Выполнение сварных соединений: а) подварка корня шва; б) разделка кромок соответственно: V-образная, U-образная, X-образная; в) образование непровара и кратера по длине шва; г) выполнение шва на технологических подкладках; 1 — непровар корня шва; 2 — подварка корня шва; 3 — технологические подкладки

Расчет сварных соединений

1. Расчет стыкового сварного шва на растяжение и сжатие

При работе на растяжение или сжатие стыковой сварной шов рассчитывается по формуле

$$\sigma_w = \frac{N}{tl_w} \leq R_{wy}\gamma_c$$

где l_w - расчетная длина шва; $l_w = l - 2t$ (рис. 8.6) (при сварке с технологическими планками $l_w = l$); t - расчетная толщина шва, равная наименьшей толщине соединяемых элементов; R_{wy} - расчетное сопротивление стыкового шва (при работе на растяжение, изгиб; при визуальном контроле качества шва и ручной или полуавтоматической сварке $R_{wy} = 0,85R_y$; в остальных случаях $R_{wy} = R_y$, значение R_y - см. табл. 2.2); γ_c - коэффициент условий работы.

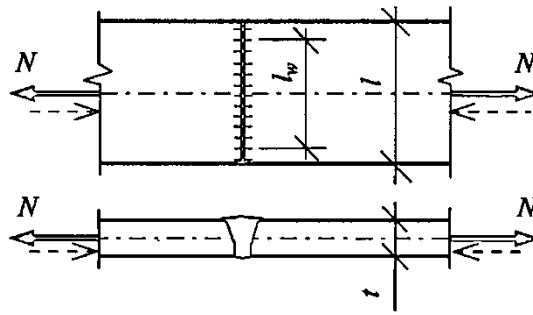


Рис. 8.6. К расчету стыкового сварного шва

Расчетная длина флангового шва должна быть не более $85\beta_f k_f$, где β_f - коэффициент, принимаемый по табл. 34* СНиП II-23-81*, за исключением швов, в которых усилие действует на всем протяжении шва.

Применяя для соединения листов косые стыковые швы, тем самым увеличиваем длину шва, и при углах наклона швов $< 67^\circ$ получаем соединение, не уступающее по прочности основному металлу, такие стыковые швы можно не рассчитывать (см. рис. 8.1, б).

2. Расчет углового сварного шва на растяжение и сжатие

При работе сварного соединения с угловыми швами, когда его элементы растягиваются или сжимаются друг относительно друга, угловые сварные швы работают на срез. Угловые сварные швы рассчитываются по двум сечениям: по металлу шва (сечение 1) и по металлу границы сплавления (сечение 2) (рис. 8.7).

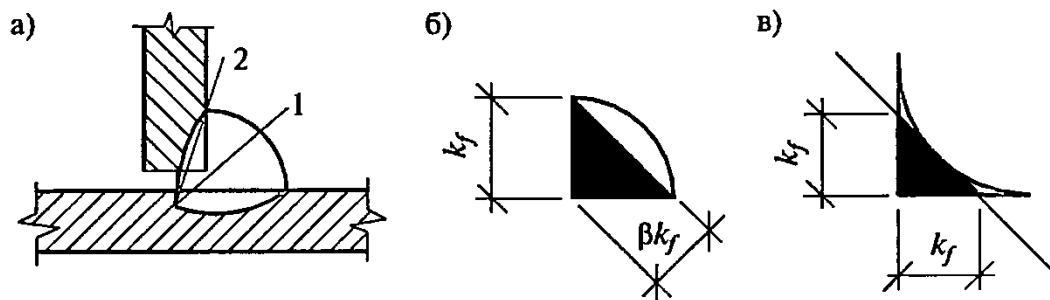


Рис. 8.7. Угловые швы: а) расчетные сечения: 1 — по металлу шва; 2 — по металлу границы сплавления; б) угловой шов; в) угловой шов «в лодочку»; β — коэффициенты по табл. 34* СНиП II-23-81* (соответственно: β_f для сечения 1 и β_z для сечения 2)

При выполнении условия $\beta_f R_{wf} \leq 0,45\beta_z R_{un}$ расчет ведут по металлу шва, при невыполнении — по границе сплавления:

а) расчет по металлу шва (сечение 1, рис. 8.7):

$$N/(\beta_f k_f l_w) \leq R_{wf} \gamma_c$$

б) расчет по границе сплавления (сечение 2, рис. 8.7):

$$N/(\beta_z k_f l_w) \leq R_{wz} \gamma_c$$

где β_f, β_z - коэффициенты, принимаемые в зависимости от вида сварки и положения швов по табл. 34* СНиП II-23-81* (для ручной электродуговой сварки $\beta_f = 0,7$; $\beta_z = 1,0$); l_w - расчетная длина шва, принимаемая меньше его полной длины на 10 мм; R_{wf} - расчетное сопротивление углового шва, при расчете по металлу шва определяется по табл. 56 СНиП II-23-81* в зависимости от марки электродов; R_{wz} - расчетное сопротивление углового шва при расчете по границе сплавления; $R_{wz} = 0,45R_{un}$ (величину R_{un} - см. табл. 51* СНиП II-23-81*); k_f - высота катета шва (см. рис. 8.7). Минимальные катеты швов - см. табл. 38* СНиП II-23-81*.

3. Особенности расчета угловых швов при креплении уголков

При расчете крепления уголков угловыми сварными швами учитывают, что усилие, действующее на уголок, прикладывается к его центру тяжести и при приварке уголка к фасонке распределяется между швами, выполненными по обушке и по перу уголка (рис. 8.8). Распределение усилия происходит пропорционально площадям, отсеченным у уголка на разрезе линией центра тяжести. В равнополочных уголках на швы по обушке приходится 70% усилия, на швы по перу - 30%. Соответственно, при одинаковых по высоте катетах шва длина шва по обушке составит 70%, а по перу - 30% от общей длины шва. Общая длина шва определяется по формулам расчета угловых сварных швов.

Высота катета шва k_f по перу уголка обычно принимается меньше на 2 мм толщины уголка t , по обушке уголка высота катета назначается не более $1,2t$. Высоты катетов швов по перу уголка и по обушке могут назначаться одинаковыми с учетом требований п.12.8 СНиП II-23-81*. Расчетная длина углового сварного шва принимается не менее $4k_f$ не менее 40 мм.

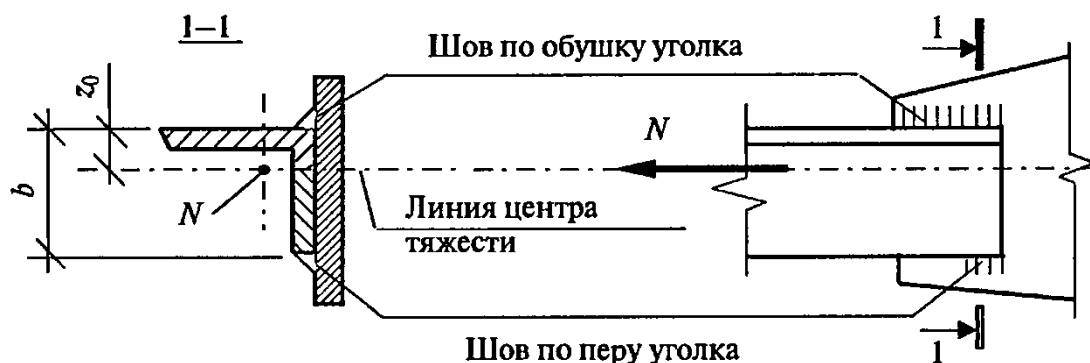


Рис. 8.8. Крепление угловыми сварными швами уголка

4. Расчет сварных соединений на действие изгибающего момента

В случае воздействия изгибающего момента на сварное соединение расчет производится в зависимости от вида сварных швов. При воздействии на стыковые швы момента M в плоскости, перпендикулярной плоскости шва (рис. 8.9, а), расчет выполняется по формуле

$$\sigma_w = M/W_w \leq R_{wy}\gamma_c$$

где W_w - момент сопротивления расчетного сечения шва; σ_w - нормальное напряжение в стыковом шве, возникающее при изгибе.

В случае прикрепления элемента угловыми швами и при воздействии на соединение изгибающего момента, перпендикулярного плоскости швов, расчет производится по двум сечениям по формулам (рис. 8.9, б):

$$\text{по металлу шва } M/W_f \leq R_{wf}\gamma_c$$

$$\text{по металлу границы сплавления } M/W_z \leq R_{wz}\gamma_c$$

где W_f - момент сопротивления расчетного сечения по металлу шва; W_z - то же по металлу границы сплавления.

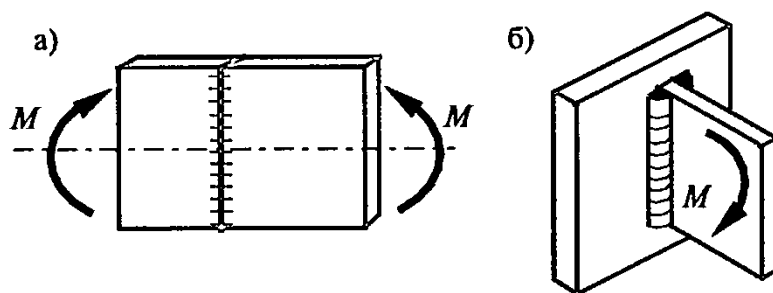


Рис. 8.9. Действие изгибающего момента на сварные швы:
а) на стыковой шов; б) на угловые швы

Болтовые соединения

Болты применяют для соединения металлических конструкций при их монтаже. Болтовые соединения металлических конструкций по сравнению со сварными соединениями более металлоемки, и отверстия для болтов ослабляют сечение соединяемых элементов, но их использование значительно проще, так как не требует сварочного оборудования. Условные обозначения отверстий и болтов приведены в табл.8.2.

Условные обозначения отверстий и болтов

Вид отверстия	Обозначение	Виды болтов	Обозначение
Круглое		Постоянные болты в заводских и монтажных соединениях	
Овальное		Временные болты в монтажных соединениях	
		Высокопрочные болты	

Болты грубой и нормальной точности различаются величиной допуска на отклонение диаметра болта от его номинала. Болты ставятся в отверстия диаметром на 2-3 мм больше диаметра болта. Отверстия выполняются продавливанием или сверлением в отдельных элементах. При таком выполнении отверстий в собранном состоянии отверстия в элементах совпадают не полностью, что приводит к неравномерной работе отдельных болтов и повышает деформативность соединения (класс точности В и С). Подобные соединения рекомендуется использовать в монтажных соединениях, где болты работают на растяжение или являются крепежными элементами.

Болты повышенной точности обтачиваются на станках и имеют строго цилиндрическую форму. Диаметр отверстия под такие болты превышает диаметр болта не более чем на 0,3 мм. Отверстия выполняют в Заранее собранных элементах сверлением или рассверливая продавленные отверстия. Болты в таких соединениях сидят плотно, что улучшает работу соединения (класс точности А), но выполнение таких соединений усложняется из-за требований повышенной точности.

Высокопрочные болты являются болтами нормальной точности, т.е. ставятся в отверстия большего, чем болт, диаметра. Гайки высокопрочных болтов затягиваются специальными ключами, позволяющими контролировать усилие затяжки. Полученное соединение работает за счет сил трения, которые возникают при действии на него сдвигающих сил. Для увеличения сил трения поверхность соединяемых элементов очищают, обрабатывают дробеструйными аппаратами, проводят огневую очистку и не окрашивают.

Работа и расчет болтовых соединений, выполненных на болтах грубой, нормальной и повышенной точности

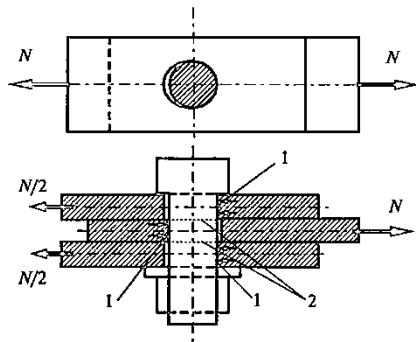


Рис. 8.10. Работа болтового соединения на сдвиг: 1 смятие листов; 2 плоскости среза болта

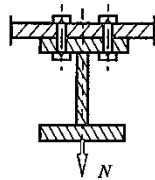


Рис. 8.11. Работа болтового соединения на растяжение

В соединениях, работающих на сдвиг (рис. 8.10), расчет ведут на срез болта и на смятие болтами металла соединяемых элементов. В соединениях, выполненных на болтах грубой, нормальной и повышенной точности, силы трения, возникающие при действии сдвигающих сил на соединение, не учитываются.

При расчете на растяжение (рис. 8.11) проводят расчет прочности на растяжение болтов, при этом учитывают площадь болта нетто (по диаметру нарезанной части).

Расчетное усилие N_b , которое может быть воспринято одним болтом, следует определять по формулам при работе:

$$\text{на срез} - N_{bs} = R_{bs} \gamma_b A_b n_s$$

$$\text{на смятие} - N_{bp} = R_{bp} \gamma_b d_b \sum t$$

$$\text{на растяжение} - N_{bt} = R_{bt} A_{bn}$$

Обозначения, принятые в формулах:

R_{bs} , R_{bp} , R_{bt} - расчетные сопротивления болтовых соединений (см. табл. 58*, 59* СНиП II-23-81*);

d_b - наружный диаметр стержня болта;

$A_b = \pi d_b^2 / 4$ - расчетная площадь сечения стержня болта;

A_{bn} - площадь сечения болта нетто (см. табл. 62* СНиП II-23-81*);

$\sum t$ - наименьшая суммарная толщина элементов, сминаемых в одном направлении;

n_s - число расчетных срезов одного болта;

γ_b - коэффициент условий работы соединения, который следует принимать по табл. 8.3.

Коэффициенты условий работы болтовых соединений (табл. 35* СНиП II-23-81*)

Характеристика соединения	Коэффициент условий работы соединения γ_b
1. Многоболтовое в расчетах на срез и смятие при болтах: класса точности А класса точности В и С, высокопрочных с нерегулируемым натяжением	1,0 0,9
2. Одноболтовое и многоболтовое в расчете на смятие при $a = 1,5d$ и $b = 2d$ в элементах конструкций из стали с пределом текучести, МПа: до 285 св. 285 до 380	0,8 0,75

Обозначения, принятые в таблице:

a — расстояние вдоль усилия от края элемента до центра ближайшего отверстия; b — то же между центрами отверстий;

d — диаметр отверстия для болта. *Примечание:* Коэффициенты, установленные в поз. 1 и 2, следует учитывать одновременно.

Количество n болтов в соединении при действии продольной силы N следует определять по формуле

$$n \geq \frac{N}{\gamma_c N_{b,min}}$$

где $N_{b,min}$ — меньшее из значений расчетного усилия для одного болта, взятое из условий прочности на срез или смятие (на растяжение для растянутых болтов).

Расстояние между центрами болтов в любом направлении:

- минимальное $2,5d$ (для соединяемых элементов из стали с пределом текучести свыше 380 МПа - $3d$);
- максимальное $8d$ или $12t$.

Расстояние от центра болта до края элемента:

- минимальное вдоль усилия $2d$;
- минимальное поперек усилия, при обрезанных кромках листов $1,5d$, прокатных кромках $1,2d$;
- максимальное $4d$ или $8t$.

Расстояние от центра болта до края элемента для высокопрочных болтов:

- минимальное при любой кромке и любом направлении усилия $1,3d$ (d - диаметр отверстия для болта, t - толщина наиболее тонкого наружного элемента).

Для прикрепления прокатных элементов болтами (уголков, двутавров, швеллеров) необходимо определять расстояние до центра отверстий (риски) по таблицам, приведенным в справочной литературе. Болты расставляются рядами или в шахматном порядке (рис. 8.12).

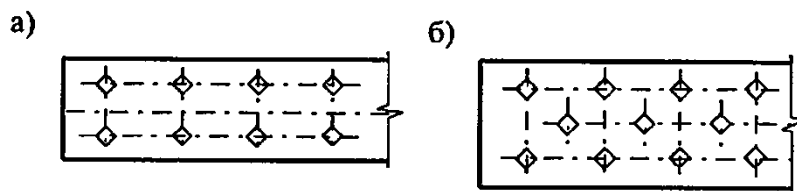


Рис. 8.12. Расстановка болтов: а) рядами; б) в шахматном порядке

Работа и расчет болтовых соединений на высокопрочных болтах

Соединения на высокопрочных болтах работают за счет трения поверхностей соединяемых элементов (рис. 8.13).

Расчетное усилие, которое может быть воспринято каждой поверхностью трения соединяемых элементов, стянутых одним болтом,

$$Q_{bn} = \frac{R_{bh}\gamma_b A_{bn}\mu}{\gamma_h}$$

где $R_{bh} = 0,7R_{bun}$ - расчетное сопротивление растяжению высокопрочного болта (R_{bun} - наименьшее временное соединение болтов, принимается по табл. 61* СНиП II-23-81*); γ_b - коэффициент условия работы, зависящий от n - количества болтов ($\gamma_b = 0,8$ при $n < 5$; $\gamma_b = 0,9$ при $n = 5-9$; $\gamma_b = 1,0$ при $n > 9$); A_{bn} - площадь сечения болта нетто (определяется по табл. 62* СНиП II-23-81*); μ - коэффициент трения, принимаемый по табл. 36* СНиП II-23-81*; γ_h - коэффициент надежности, принимаемый по табл. 36* СНиП II-23-81*.

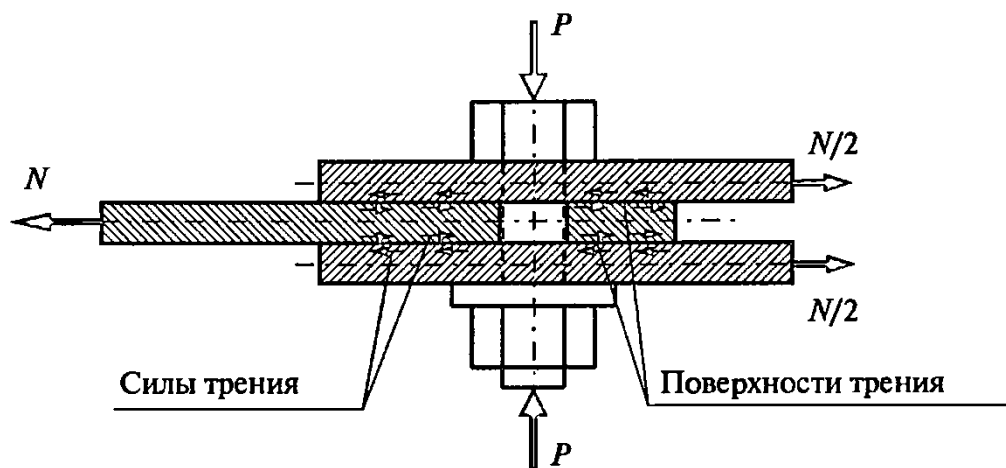


Рис. 8.13. Соединение на высокопрочных болтах

Усилие натяжения высокопрочного болта P контролируется при изготовлении соединения по моменту закручивания или по углу поворота гайки.

$$P = R_{bh} A_{bn}$$

Количество высокопрочных болтов в соединении

$$n \geq N / Q_{bh} k \gamma_c$$

где k - количество поверхностей трения соединяемых элементов; γ_c - коэффициент условий работы (см. табл. 2.3).

Фундаментные болты

Для соединения базы стальной колонны с фундаментом используются фундаментные болты (анкерные болты).

Фундаментные болты работают на растяжение, которое возникает при передаче на фундамент изгибающих моментов от колонны. Для центрально-сжатых колонн растягивающее усилие принимают условно равным 15 % от усилия сжатия колонны, тем самым учитывают случайные изгибающие моменты, которые могут возникнуть в колонне.

Диаметры болтов колеблются от 12 до 140 мм. Расчетные сопротивления болтов принимаются по табл. 60*СНиП II-23-81*.

Болты заделываются в бетон фундамента на глубину анкеровки l , которая зависит от конструкции болтов и диаметра болта (рис. 8.14). Для приведенных конструкций фундаментных болтов длина анкеровки принимается $l \approx 35d$.

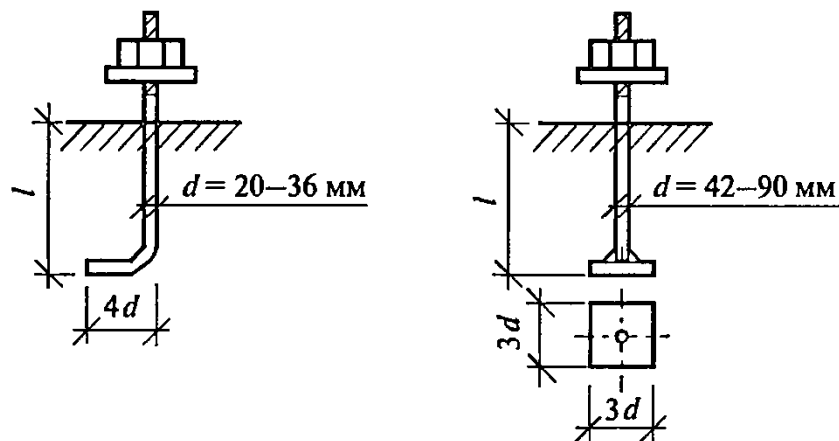


Рис. 8.14. Фундаментные болты

Лекция № 20: «Соединения элементов деревянных конструкций»

Соединения деревянных конструкций выполняют: на клеях, нагелях (цилиндрические стержни, гвозди, шурупы, болты), врубках, растянутых связях (хомуты, скобы, болты).

Соединения деревянных конструкций должны обеспечивать возможность механизированного изготовления, не вызывать большого ослабления сечений соединяемых элементов, не допускать больших деформаций, быть надежными, позволять легко контролировать состояние соединения при его изготовлении и в процессе эксплуатации.

Соединения на клеях

Для склеивания деревянных конструкций применяются водостойкие и биостойкие, резорциновые, фенольно-резорциновые алкилрезорциновые, фенольные, карбамидно-меламиновые и карбамидные клеи. Выбор клея производится в соответствии с требованиями п. 2.6 СНиП II-25-80 в зависимости от условий эксплуатации конструкций.

Прочность клеевого шва на сдвиг и на отрыв поперек волокон выше, чем прочность склеиваемой древесины. Вследствие этого клееные деревянные конструкции рассматриваются при расчетах как цельные элементы, не подверженные сдвигу в соединениях.

При склеивании можно создавать рациональные формы элементов, исключить или рассредоточить по длине пороки древесины, использовать качественную древесину на наиболее напряженных участках сечения, а в слабо нагруженных местах сечения применять древесину второго и третьего сортов.

При изготовлении клееных конструкций влажность древесины должна быть не более 15%, доски строганные, толщиной обычно не более 33 мм. После выполнения клееной конструкции она строгается. В элементах прямоугольного сечения слои склеиваемых досок можно располагать

горизонтально и вертикально. Стыки досок выполняют, как правило, зубчатым шипом и реже соединением на «ус» (рис. 8.15).

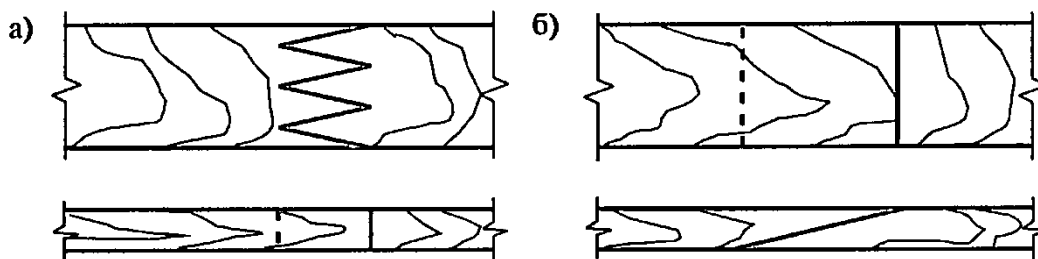


Рис. 8.15. Стыки досок: а) зубчатым шипом; б) на «ус»

По длине элемента стыки соседних соединяемых элементов должны располагаться вразбежку с расстоянием между стыками не менее 20 толщин наиболее толстой соединяемой доски или бруска. При этом в одном сечении конструкции соединяют не более 25% всех досок или брусков, в том числе в наиболее напряженной зоне не более одной доски или бруска. Швы склеиваемых кромок в пакетах следует сдвигать не менее чем на толщину слоя δ (рис. 8.16, а).

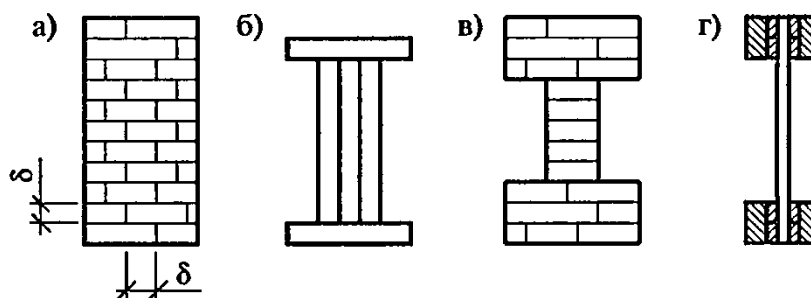


Рис. 8.16. Сечения клееных балок: а) балка из досок, склеенных горизонтально; б) балка из досок, склеенных вертикально и горизонтально; в) балка таврового сечения; г) клееная балка с фанерной стенкой

Нагельные соединения

Нагельные соединения применяются для сплачивания сжатых или растянутых элементов (досок, брусьев, бревен), они работают на восприятие сдвигающих усилий. К цилиндрическим нагелям относятся: стальные стержни (штыри, болты), стальные трубчатые стержни, деревянные стержни (из дуба), гвозди, шурупы т.п.

При расчете нагельных соединений различают симметричные и несимметричные соединения (рис. 8.17). Нагели в соединениях работают на изгиб, а соединяемые элементы на смятие. При расчете нагельных соединений определяют усилие, воспринимаемое одним нагелем при изгибе, - T_n и при смятии средних и крайних элементов - T_c , T_a (табл. 8.4) и по наименьшему значению усилия находят требуемое количество нагелей n_n :

$$n_{\text{н}} = \frac{N}{T n_{\text{ш}}}$$

где $n_{\text{ш}}$ - число расчетных швов одного нагеля.

Нагели в соединении располагаются рядами или в шахматном порядке, гвозди могут располагаться также и косыми рядами. Расстояние между нагелями определяется в соответствии с указаниями пп. 5.18, 5.19, 5.20, 5.21 СНиП II-25-80.

Выполняя нагельное соединение на стальных цилиндрических нагелях, часть штырей заменяют болтами (25-40%), что препятствует расслоению соединяемых элементов. Длина штырей принимается равной толщине соединяемых элементов, концы штырей закругляют. Нагели, за исключением гвоздей диаметром до 6 мм, ставятся в заранее просверленные отверстия диаметром на 0,2-0,5 мм меньше диаметра нагеля. Гвозди диаметром до 6 мм забиваются без сверления отверстий.

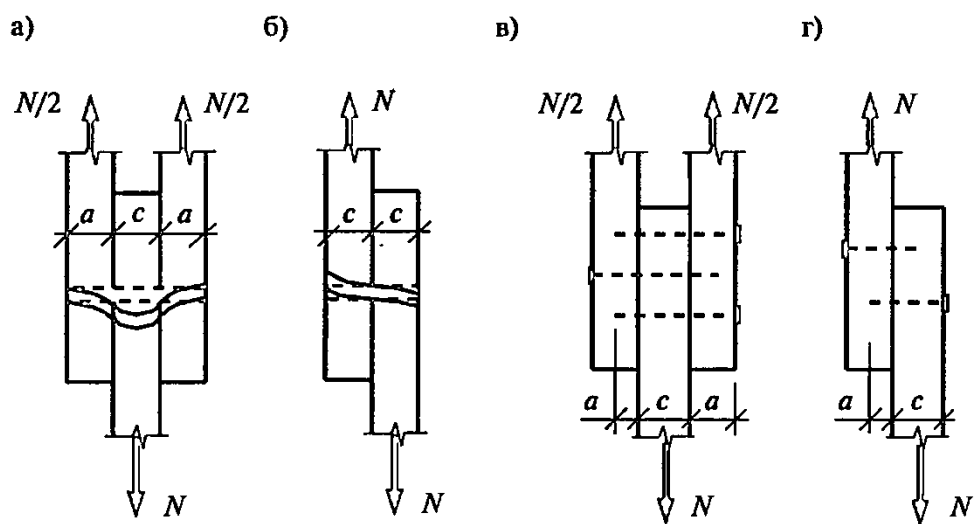


Рис. 8.17. Нагельные и гвоздевые соединения: а) симметричное на болтах или штырях; б) несимметричное на болтах или штырях; в) симметричное на гвоздях; г) несимметричное на гвоздях, где a — толщина крайних элементов, а также более тонких элементов односрезных соединений, см; c — толщина средних элементов, а также равных по толщине или более толстых элементов односрезных соединений, см

Извлечение из табл. 17 СНиП II-25-80

Схемы соединений	Напряженное состояние соединения	Расчетная несущая способность T на один шов сплачивания (условный срез), кН
		Гвоздя, стального нагеля
1. Симметричные соединения	Смятие в средних элементах	$0,5cd$
	Смятие в крайних элементах	$0,8ad$
2. Несимметричные соединения	Смятие во всех элементах равной толщины, а также в более толстых элементах односрезных соединений	$0,35cd$
	Смятие в более толстых средних элементах двухсрезных соединений при $a \leq 0,5c$	$0,25cd$
	Смятие в более тонких крайних элементах при $a \leq 0,35c$	$0,8ad$
3. Симметричные и несимметричные соединения	Изгиб гвоздя	$2,5d^2 + 0,01a^2$, но не более $4d^2$
	Изгиб нагеля из стали	$1,8d^2 + 0,02a^2$, но не более $2,5d^2$

Соединения на врубках

Врубками называют соединения деревянных элементов, в которых усилия передаются с одного элемента на другой непосредственно через плоскости соприкосновения. Врубки применяются в конструкциях, изготавливаемых из бруса и бревен. Часто в качестве опорных узлов ферм применяются лобовые врубки с одним зубом (рис. 8.18).

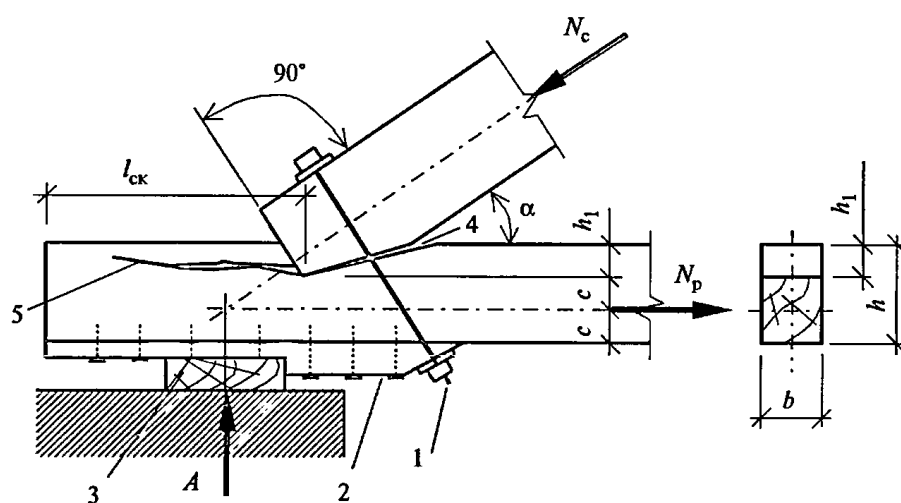


Рис. 8.18. Лобовая врубка с одним зубом:

- 1 — стяжной болт; 2 — подбалка;
3 — пристенный брус; 4 — зазор;
5 — возможное скалывание древесины

Лобовая врубка с одним зубом рассчитывается на смятие (от усилия N_c , действующего под углом α к направлению волокон сминаемого элемента) и на скалывание. Длина плоскости скалывания $l_{СК}$ принимается не менее $1,5h$, где h - полная высота сечения скалываемого элемента. Глубина врубки h_1 , принимается не более $\frac{1}{4}h$ в промежуточных узлах и не более $\frac{1}{3}h$ в остальных случаях, при этом глубина врубки должна быть не менее 2 см в брусках и не менее 3 см в бревнах. На случай аварийного скалывания врубки ставится стяжной болт диаметром 12-24 мм. В нижней части врубки гвоздями прибивается подбалка, служащая для фиксации фермы на пристенном бруске. Зазор, который устраивается между верхним и нижним поясами, компенсирует возможное набухание древесины, которое в случае отсутствия такого зазора будет способствовать скалыванию врубки.

Для соединений двух сжатых элементов, например в верхних поясах ферм, применяют простой лобовой упор (рис. 8.19). Передача сжимающих усилий в лобовом упоре происходит непосредственно «торец в торец», и элементы работают на смятие вдоль волокон, или возможна передача усилий под углом к волокнам элементов (рис. 9.17). Для предотвращения смещения элементов с двух сторон стыка ставят накладку на стяжных болтах диаметром 12-16 мм.

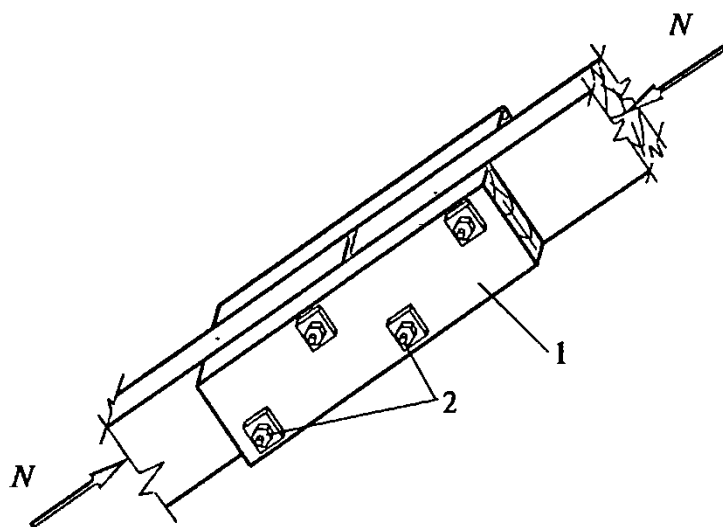


Рис. 8.19. Врубка — лобовой упор: 1 — накладки; 2 — стяжные болты

Лекция № 21: «Соединения элементов железобетонных конструкций»

Сборные железобетонные элементы соединяются между собой при монтаже. Конструкции стыков должны быть простыми по технологии их осуществления, обеспечивать необходимую прочность, жесткость и долговечность, вместе с тем стыки стремятся делать менее металлоемкими.

Стыки ригелей с колоннами выполняют жесткими или шарнирными (рис. 8.20). Наиболее жесткие стыки получают путем соединения выпусков рабочей арматуры, состыковывая ее при помощи сварки (с применением накладок или используя ванную сварку) либо соединяя рабочую арматуру через закладные детали. Приваривая только опорные закладные детали (без сварки верхней рабочей арматуры ригеля), получаем шарнирное соединение ригеля с колонной. После соединения арматуры стыки омоноличивают, заполняя все зазоры между элементами бетоном на мелком щебне.

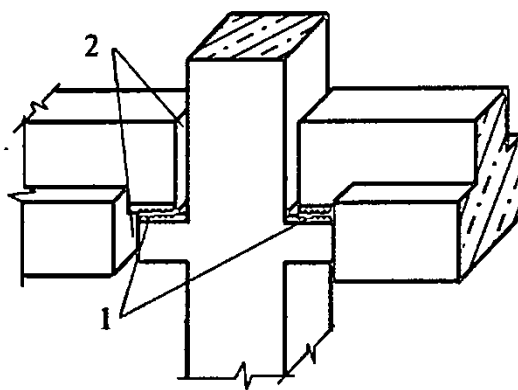


Рис. 8.20. Вариант стыка ригеля с колонной:
1 — монтажные сварные швы закладных деталей ригеля и колонны;
2 — зазоры заполняются бетоном на мелком щебне

Стыки железобетонных колонн также могут выполняться путем соединения рабочей арматуры ванной сваркой с последующим замоноличиванием. Для более точной передачи нагрузки по оси колонн предусматривают центрирующие площадки, выполняемые из стали или из бетона (рис. 8.21).

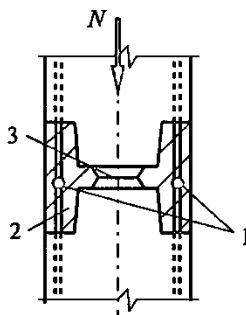


Рис. 8.21. Стык колонн: 1 — ванная сварка; 2 — бетон на мелком щебне;
3 — центрирующие площадки

Для стыковки арматуры при монтаже используют электродуговую сварку. При этом, если диаметр свариваемых стержней $d \geq 20$ мм, возможно применять ванную сварку, которую выполняют в инвентарных (медных) формах. При диаметре арматуры меньше 20 мм выполняют электродуговую сварку с круглыми накладками (рис. 8.22). Существуют и другие способы соединения стержней.

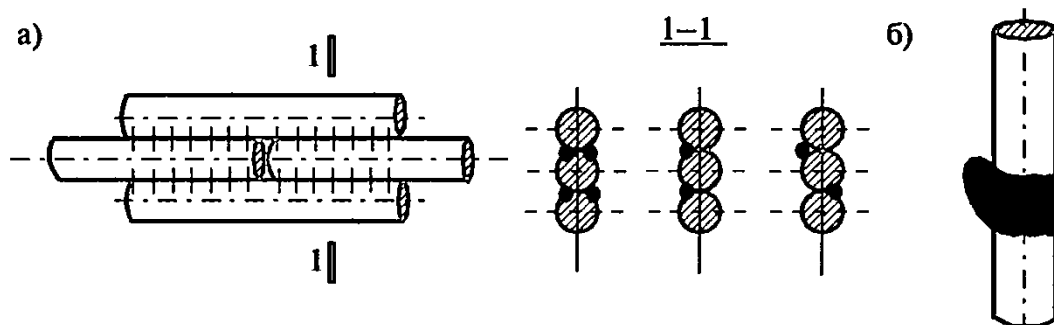


Рис. 8.22. Стыки арматуры:
а) с круглыми накладками; б) стык на ванной сварке

Выпуски арматуры должны обеспечивать возможность осуществления стыка. Для компенсации неточностей в размерах выпусков в стыках может предусматриваться вставка арматуры, длина которой подгоняется по месту и принимается не менее $4d$ или 150 мм.

Соединение различных железобетонных конструкций между собой (ребристых плит с балками или фермами, колонн с навесными стеновыми панелями и др.) возможно выполнять, сваривая их закладные детали, которые заранее предусматриваются в конструкциях. Закладные детали выполняют из листового или фасонного проката с приваренными анкерами, которые должны обеспечивать надежную заделку закладной детали в бетоне. Длина анкерных стержней l_{an} (рис. 8.23) принимается не менее $15d_{an}$ где d_{an} - диаметр анкера, и они принимаются не менее 250 мм. При выполнении соединения анкеров с пластиной сварка выполняется под слоем флюса.

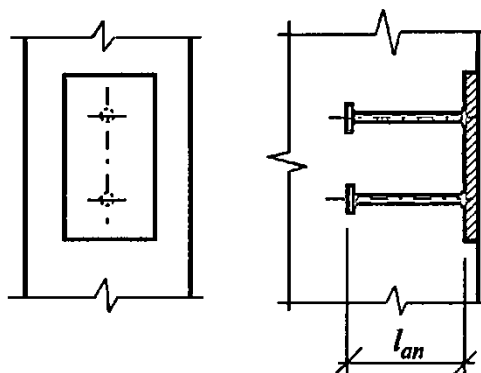


Рис. 8.23. Стальная закладная деталь

В пластинах закладных деталей, расположенных при бетонировании на верхней поверхности изделия и закрывающих всю или большую часть грани бетонируемого элемента,

предусматриваются отверстия для выхода воздуха при укладке бетона. Отверстия в пластинах могут выполняться и для временной фиксации к формам закладной детали. Толщина пластин закладных деталей зависит от действующей на них нагрузки и принимается не менее 4 мм и не менее $0,65d_{an}$.

Для препятствия сдвигу железобетонных элементов относительно друг друга в стыке могут выполняться бетонные или цементные шпонки. Шпонки, например, предусматриваются в торцах плит перекрытия (рис. 8.24), что способствует объединению плит перекрытия в единый жесткий диск.

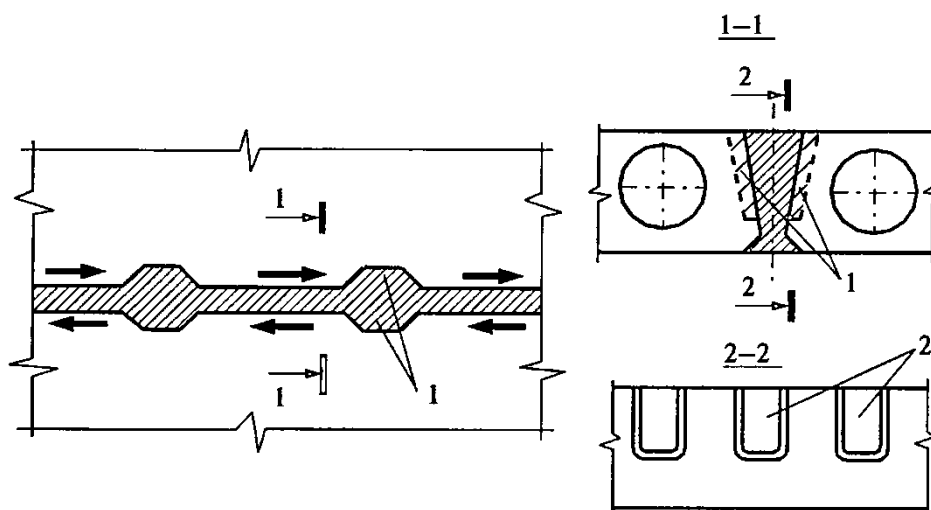


Рис. 8.24. Стык плит: 1 — цементно-песчаные шпонки;
2 — углубления по боковым поверхностям плиты для устройства шпонок

Промежуточным решением между сборными и монолитными конструкциями являются сборно-монолитные железобетонные конструкции. В сборно-монолитных конструкциях стыки выполняются через петлевые выпуски арматуры, через которые дополнительно может пропускаться продольная арматура (рис. 8.25).

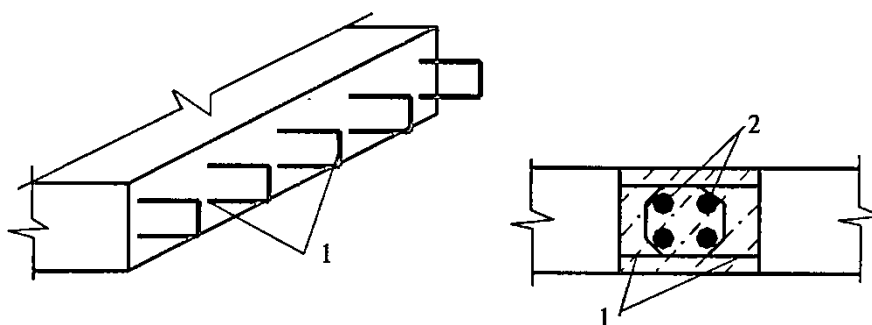


Рис. 8.25. Сборно-монолитный стык: 1 — петлевые выпуски арматуры;
2 — продольная арматура, пропущенная через петлевые выпуски арматуры

Лекция № 22: «Балки и фермы»

Фермой называют решетчатую конструкцию, концы стержней которой соединены в узлах и образуют геометрически неизменяемую систему. Стропильные фермы применяют для перекрытия пролетов промышленных зданий, больших залов гражданских зданий, для перекрытия пролетов мостов. Объемные фермы, поставленные вертикально, используются в качестве мачт и опор линий электропередач.

Балка по своей форме и по изготовлению - более простая конструкция по сравнению с фермой, но при больших пролетах применение ферм становится экономически выгодным в основном из-за замены сплошной стенки на решетчатую конструкцию в ферме. Фермы, как и балки, работают в целом на поперечный изгиб.

Благодаря тому, что нагрузка на фермы прикладывается в узлах, а также тому, что узлы в фермах (кроме железобетонных) являются, как правило, шарнирными, стержни испытывают только осевые усилия (центральное сжатие или центральное растяжение), что способствует более полному использованию прочностных свойств материала. При внеузовом приложении нагрузки, или жестких узлах, в стержнях фермы кроме усилий сжатия или растяжения возникает изгиб, который ведет к значительному увеличению размеров и изменению формы поперечного сечения стержней.

По статической схеме, как и балки, фермы могут выполняться разрезными, многопролетными (неразрезными), консольными.

По материалу фермы выполняются стальными, деревянными, железобетонными и комбинированными, когда древесина или железобетон работают на сжатие, а растянутые элементы выполняются стальными.

Важнейшими признаками (характеристиками) ферм можно считать их очертание, генеральные размеры и конструкцию элементов. Основными элементами ферм являются верхний и нижний пояса, а также решетка, которая, в свою очередь, состоит из раскосов, стоек, подвесок. Раскосы разделяют на восходящие и нисходящие - в зависимости от того, поднимаются они вверх или опускаются вниз. Крайние вертикальные стойки и крайние раскосы называются опорными. Генеральными размерами фермы являются: L - пролет, d_B - панель (расстояние между узлами) по верху, d_H - то же по низу, h - высота фермы в коньке, h_0 - высота фермы на опоре (рис. 9.1). Расстояние между узлами решетки d_B , d_H - верхний и нижний размеры панели принимаются одинаковыми и зависят от размера плит покрытия (перекрытия) или шага прогонов. Чаще всего размер панелей принимают 3000 мм (для деревянных ферм часто принимают размер панели 1500 мм). При проектировании ферм стремятся унифицировать их размеры, для того чтобы можно

было заменять фермы, выполненные из одного материала, на фермы, выполненные из другого, материала не изменяя конструкции самого здания.

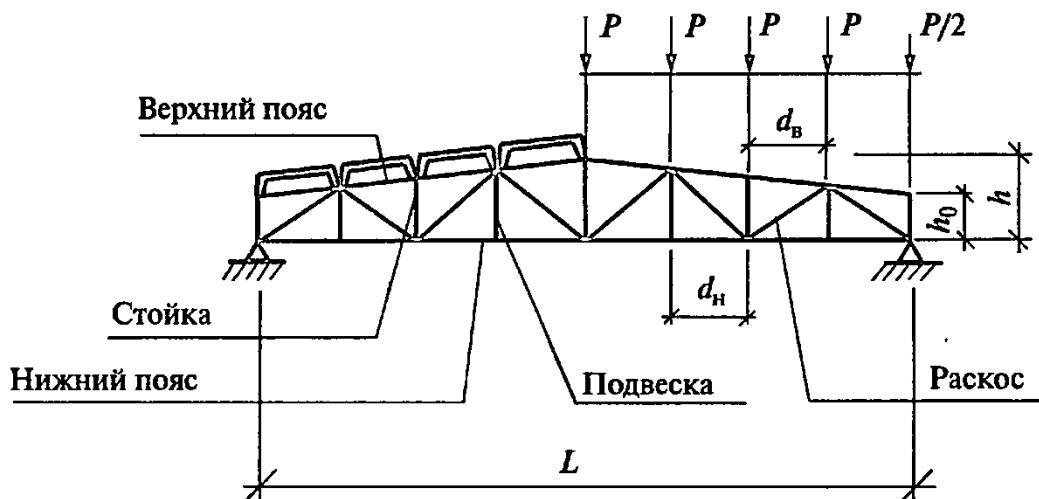


Рис. 9.1. Элементы фермы и генеральные размеры

Форма очертания ферм в основном зависит от их назначения, нагрузок, типа кровли, статической схемы работы и т.д. По очертанию поясов наиболее распространены фермы треугольного очертания, трапецидального очертания, полигонального очертания и с параллельными поясами (рис. 9.2). Наиболее рациональными являются такие очертания, которые больше всего повторяют эпюру « M », построенную для балки, от таких же нагрузок, которые приложены к ферме. Поэтому от действия равномерно распределенной нагрузки при прочих равных условиях (пролетах и т.п.) более экономичными по расходу материала будут фермы арочного очертания.

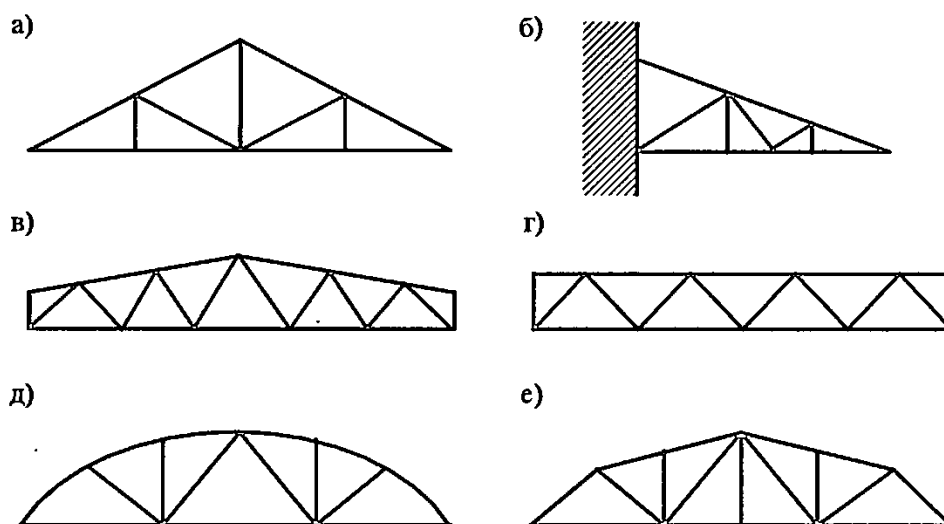


Рис. 9.2. Очертание поясов ферм:
а), б) треугольного очертания;
в) трапецидального очертания; г) с параллельными поясами;
д) арочного очертания; е) сегментного очертания

Наиболее распространенные системы решеток приведены на рис. 9.3. От системы решетки, принятой в ферме, зависит вес фермы, трудоемкость ее изготовления, внешний вид. Наибольшее распространение получили треугольная система и раскосная система решетки. Треугольная решетка может дополняться стойками и подвесками (рис. 9.3, б, в, г). Особенностью раскосной решетки является то, что все раскосы имеют усилия одного знака, а стойки противоположного. При восходящем направлении раскосов стойки сжаты, а при нисходящем они растянуты (рис. 9.3, д).

Железобетонные фермы и некоторые стальные (тяжелые стальные фермы для мостов) могут выполняться безраскосными (рис. 9.4). Узлы безраскосной фермы выполняются жесткими. Безраскосные фермы рассчитываются при помощи ЭВМ.

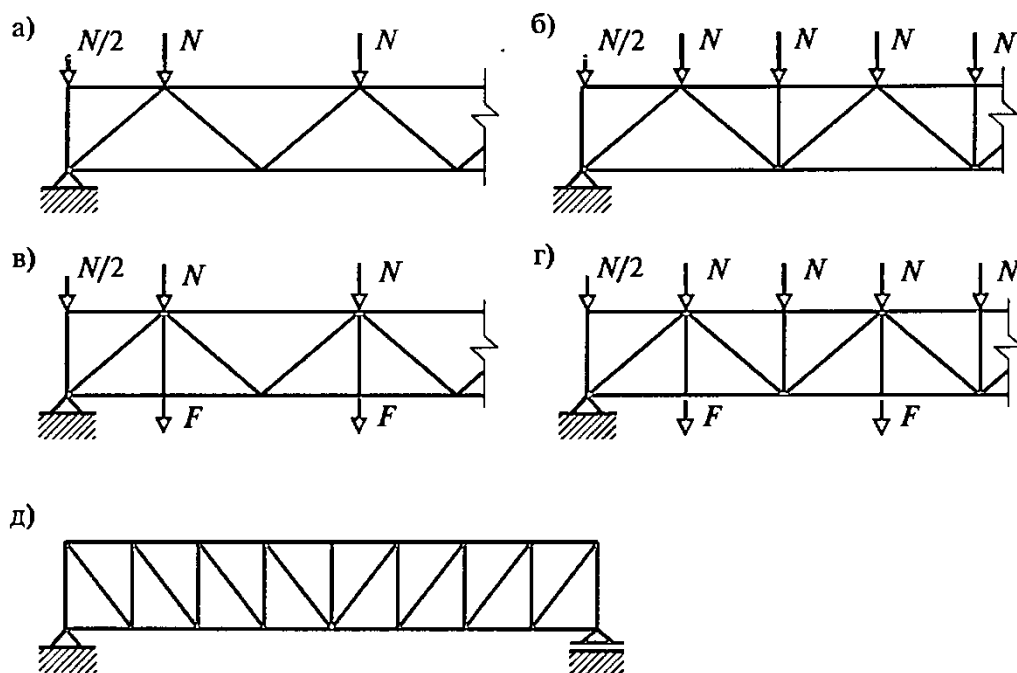


Рис. 9.3. Системы решеток: а) треугольная; б) треугольная со стойками; в) треугольная с подвесками; г) треугольная со стойками и подвесками; д) раскосная система с нисходящими раскосами

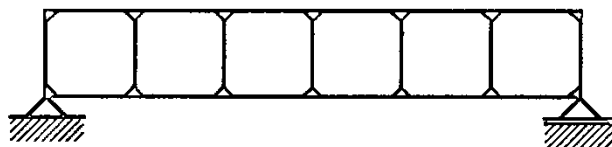


Рис. 9.4. Безраскосная ферма

Высоту ферм принимают $h = (1/5 - 1/4)l$, высоту ферм с параллельными поясами и трапециевидальных ферм $h = (1/6 - 1/8)l$, наклон раскосов составляет $35-45^\circ$.

Лекция № 23: «Стальные фермы»

Стальные фермы в зависимости от пролета и величины действующей на них нагрузки подразделяются на легкие и тяжелые. Легкие предназначены для перекрытия пролетов в зданиях относительно небольшого пролета, они воспринимают в основном статические нагрузки ($l \leq 50$ м; нагрузка до 500 кН), тяжелые - мостовые фермы, способны перекрывать пролеты до 100 м и выдерживать динамические нагрузки от транспорта. В дальнейшем будут рассматриваться только легкие стальные фермы.

Легкие стальные фермы разработаны для пролетов 18, 24, 30, 36 м, могут проектироваться пролетом 42 м. Наиболее целесообразно легкие фермы использовать пролетами 24-42 м, в этом случае они получаются наиболее экономичными. В унифицированных фермах размер панелей принят 3000 мм, высота 2250, 2400, 3150 мм. Для уменьшения прогибов выполнен строительный подъем 1,5%. Опорами легких ферм служат стальные или железобетонные колонны. Соединение ферм с колоннами часто проектируют шарнирным.

Стержни металлических ферм можно выполнять из спаренных уголков, которые образуют Т-образное сечение (рис. 9.5). Изготовление таких ферм довольно трудоемко, проще изготавливать фермы из гнутосварных профилей прямоугольного сечения, которые в последнее время вытесняют фермы, стержни которых выполнены из уголков. Такие фермы выполняются с непосредственной приваркой стержней к поясам (без фасонки).

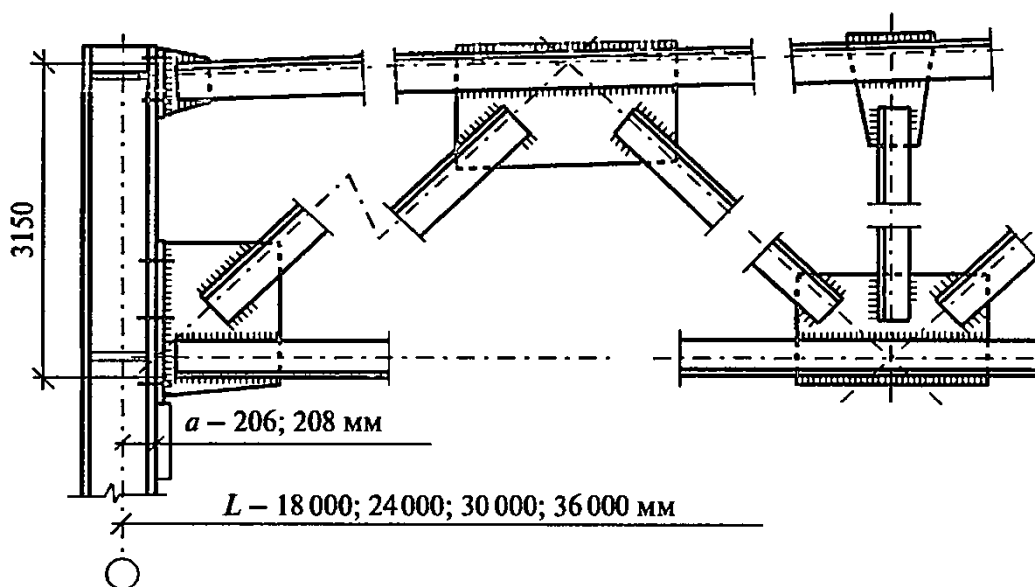


Рис. 9.5. Узлы стальной фермы

При проектировании ферм учитывают габариты грузов, которые могут перевозиться по железной дороге (высота конструкций не должна превышать 3,8 м, ширина 3,2 м, длина 13 м при транспортировании на одной платформе). В связи с этим часто фермы выполняются расчлененными на отправочные элементы, которые собираются на месте перед монтажом.

Металлические фермы, особенно большой длины, достаточно гибки и легко могут терять устойчивость под действием нагрузки, если не обеспечить пространственную жесткость всего покрытия. Пространственную жесткость обеспечивают постановкой горизонтальных и вертикальных связей, в обеспечении жесткости участвуют прогоны и плиты покрытия (рис. 9.6).

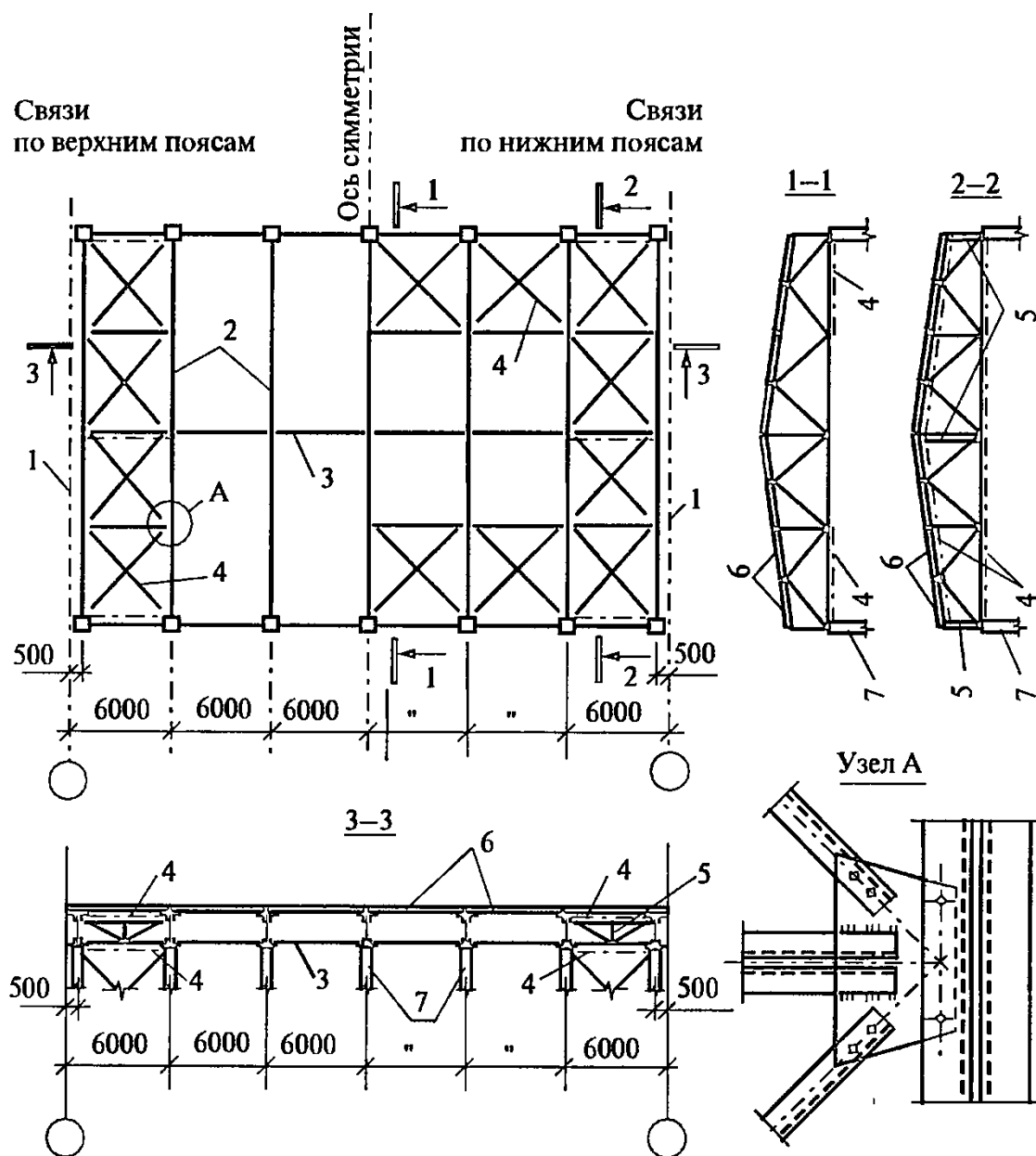


Рис. 9.6. Связи покрытия при железобетонных кровельных плитах:
 1 — температурный шов; 2 — фермы; 3 — распорки; 4 — горизонтальные связи; 5 — вертикальные связи; 6 — железобетонные плиты;
 7 — железобетонные колонны

Расчет растянутых стержней

Растянутые стержни стальных ферм рассчитываются как центрально-растянутые элементы (см. раздел 6). При центральном растяжении должна обеспечиваться прочность и ограничивается гибкость стержня.

Требуемая площадь растянутых стержней определяется из формулы

$$A_n = \frac{N}{R_y \gamma_c}$$

при отсутствии ослаблений (отверстий) площадь сечения стержня $A = A_n$, где A_n - площадь сечения стержня нетто.

Гибкость проверяется по формуле:

$$\lambda = \frac{l_{ef}}{i} \leq \lambda_{пред}$$

при статической нагрузке предельная гибкость растянутых поясов и стержней ферм $\lambda_{пред} = 400$.

Расчет сжатых стержней

Сжатые стержни рассчитываются как центрально-сжатые элементы. Порядок расчета сжатых стержней ферм аналогичен расчету центрально-сжатой колонны (см. раздел 5). При центральном сжатии должны быть обеспечены прочность, устойчивость и ограничивается гибкость. Расчет по прочности производится только в случае наличия ослаблений в расчетном сечении стержней. Если ослаблений нет, то наибольшие по величине напряжения получаются при расчетах устойчивости.

В соответствии с расчетом устойчивости требуемая площадь сечения стержня фермы определяется из формулы

$$A = \frac{N}{\varphi R_y \gamma_c}$$

Гибкость сжатых поясов и стержней ферм проверяется аналогично проверке гибкости растянутых стержней. Предельная гибкость сжатых стержней определяется по табл. 5.4.

Лекция № 24: «Деревянные и металлодеревянные фермы»

Деревянные фермы применяются в покрытиях гражданских и промышленных зданий, пролет которых более 9 м, так как наслонные стропила при больших пролетах передают значительный распор на стены и в связи с этим применяться не могут. Пролеты деревянных ферм назначаются от 9 до 36 м, иногда больше. Их высота принимается $(\frac{1}{4}-\frac{1}{6})l$.

Учитывая, что в конструкциях на растяжение древесина работает хуже, чем на сжатие, наиболее ответственными элементами в деревянных фермах являются растянутые стержни. В современных конструкциях ферм растянутые деревянные стержни обычно заменяются металлическими стержнями, и получают в этом случае металлодеревянную ферму. Металлодеревянные фермы часто выполняются с клееным верхним поясом и клееными сжатыми стержнями.

Наиболее выгодное с точки зрения работы очертание поясов (наиболее экономичное) - арочное или сегментное. Для скатных крыш часто выполняют фермы треугольного очертания с раскосной решеткой, при этом раскосы решетки направляют так, чтобы длинные оказывались сжатыми, а короткие растянутыми.

В фермах из цельной древесины пояса и раскосы при соединениях на врубках могут выполняться прямоугольного (из бруса) или круглого сечения (из бревен). Так как цельная древесина ограничена по длине размерами сортамента, отдельные части фермы стыкуют при помощи накладок на нагелях. В ферме, изображенной на рис. 9.7, растянутые стойки выполнены из стали круглого сечения. Применение стальных элементов для растянутых стоек и укрепление опорных узлов стальными элементами позволяют более простыми методами осуществить изготовление фермы, но вместе с тем возможны варианты выполнения полностью деревянных ферм. Для улучшения работы (уменьшения прогибов) ферме придается строительный подъем f .

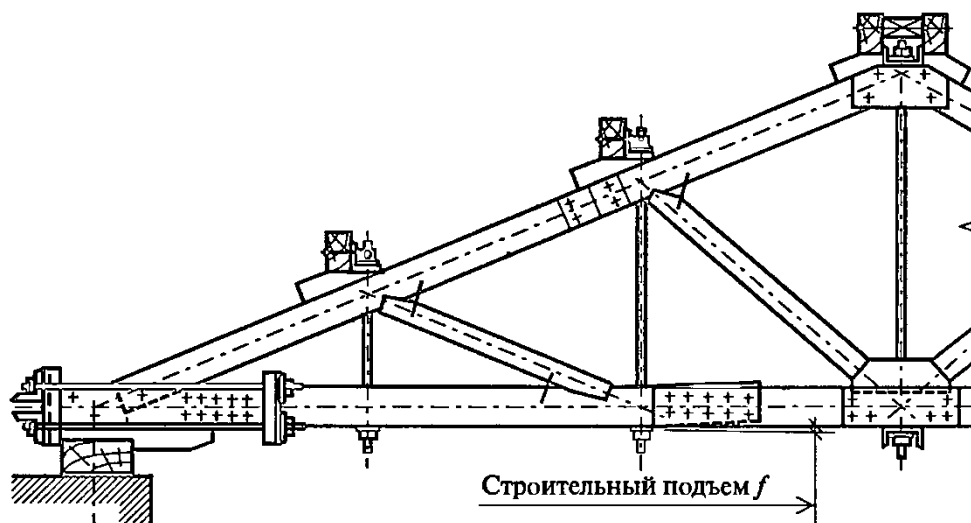


Рис. 9.7. Деревянная ферма из бруса

На рис. 9.8 показана конструкция металлодеревянной сегментной фермы пролетом 24 м. Подобного типа фермы индустриальны, и по сравнению с другими деревянными фермами у них меньший расход древесины. Деревянные фермы с криволинейным очертанием верхнего пояса относительно легкие, имеют небольшое число монтажных элементов, и достаточно просто решаются их узлы. Верхний пояс изображенной фермы выполнен из клееной древесины. Стыки верхнего пояса перекрываются деревянными брусчатыми накладками на болтах. Прикрепление раскосов осуществлено на болтах через металлические накладки. Нижний пояс фермы выполнен из прокатных уголков.

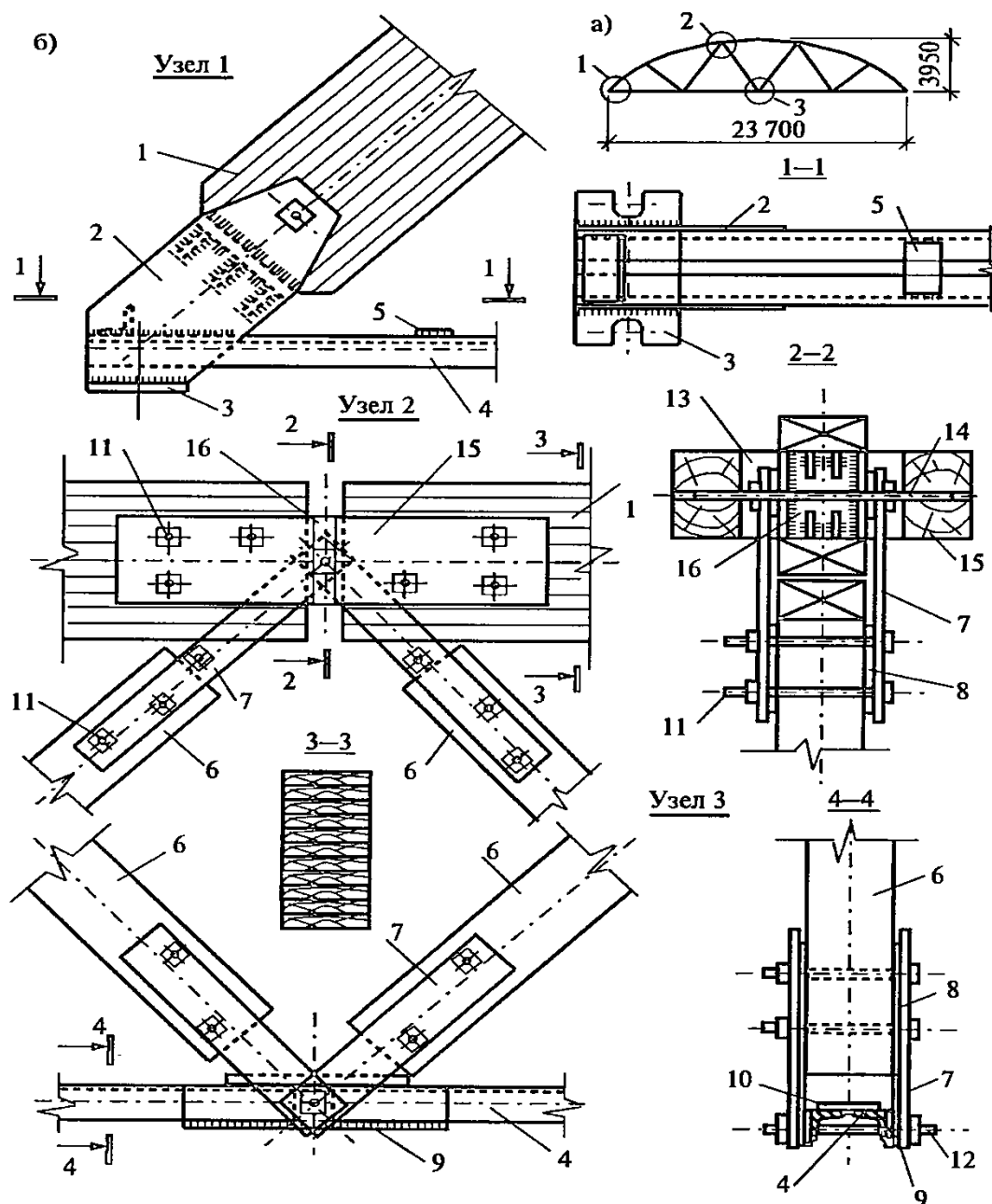


Рис. 9.8. Сегментная металлодеревянная ферма: а) геометрическая схема; б) узлы фермы: 1 — верхний пояс; 2 — щеки башмака; 3 — опорная плита; 4 — нижний пояс; 5 — планки; 6 — раскосы; 7 — планки; 8 — подкладки; 9 — стыковые накладки; 10 — накладки; 11 — болты; 12 — узловой башмак с ребрами; 13 — вырез в накладках; 14 — болт; 15 — накладки; 16 — сварной башмак с ребрами

Особенности конструирования деревянных ферм

1. Для элементов деревянных ферм из бруса (опорный узел фермы на лобовой врубке с одним зубом) ось стержней должна проходить по центру тяжести площади нетто, для ферм из бревен ось можно проводить по центру бревна (рис. 9.16).

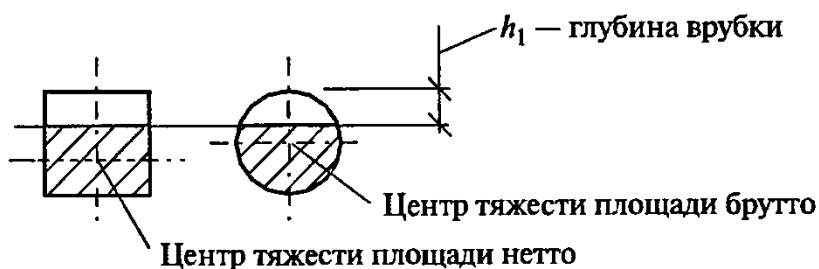


Рис. 9.16. Положение осей в узле деревянной фермы

2. В узлах деревянных ферм на врубках между верхним поясом и нижним поясом устраивается зазор 10-20 мм, который компенсирует возможное набухание древесины.

3. Длина плоскости скалывания $l_{СК}$ принимается не менее $1,5h$, где h - полная высота сечения скалываемого элемента.

4. Глубина врубки h_1 , принимается не более $1/4 h$ в промежуточных узлах и не более $1/3 h$ в остальных случаях, при этом глубина врубок в брусках должна быть не менее 2 см, а в элементах, выполненных из круглых лесоматериалов, - не менее 3 см.

5. Коньковый узел ферм может выполняться в виде лобового упора с накладками, скрепляемыми болтами (рис. 9.17).

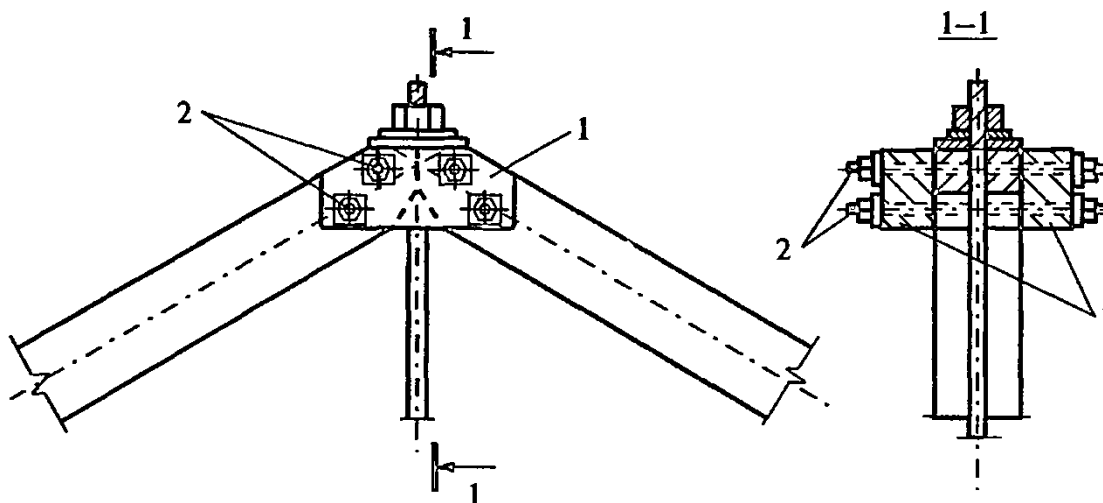
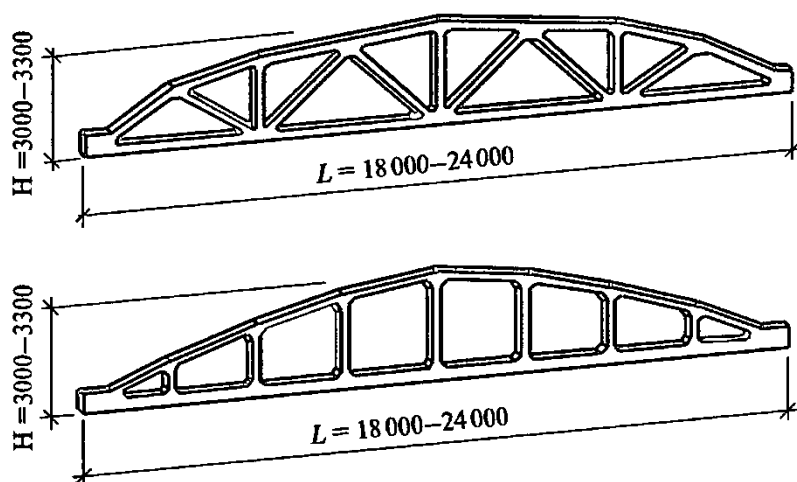


Рис. 9.17. Коньковый узел металлодеревянные фермы (лобовой упор):
1 — накладка; 2 — болты

Лекция № 25: «Железобетонные фермы»

Железобетонные фермы применяют при пролетах 18, 24, 30 м. Железобетонные фермы тяжелые, в изготовлении трудоемки, их применение оправдано только с точки зрения экономии металла (расход стали примерно в два раза меньше по сравнению со стальными фермами). По стоимости они значительно дороже стальных и деревянных ферм. Некоторые конструкции железобетонных ферм приведены на рис. 9.9.

а)



б)

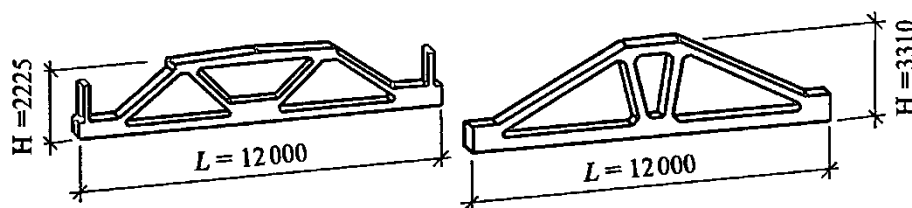


Рис. 9.9. Номенклатура основных типовых конструкций железобетонных ферм производственных зданий: а) стропильные фермы; б) подстропильные фермы

Для железобетонных ферм часто принимают арочное или сегментное очертание поясов. Это связано с тем, что при таком очертании решетка ферм испытывает незначительные усилия, так как форма верхнего пояса приближается к кривой давления (работает как арка). Высота железобетонных ферм в середине пролета принимается $(\frac{1}{7}-\frac{1}{9})l$. Решетка выполняется либо совместно с бетонированием поясов фермы, либо из заранее изготовленных железобетонных элементов с выпусками арматуры, которые устанавливаются в ферму перед бетонированием поясов и утапливаются в узлы на 30-50 мм. Ширина сечения верхнего и нижнего поясов и ширина решетки, в случае ее изготовления одновременно с поясами, принимается одинаковой (200-250 мм - при шаге ферм 6 м, 300-350 мм - при шаге ферм 12 м). Железобетонные фермы выполняются с раскосами или без раскосов. Безраскосные железобетонные фермы тяжелее, но их изготовление более технологично.

Для изготовления ферм принимают бетон классов В30-В50. Нижний пояс ферм выполняется предварительно напряженным. Предварительно напряженная арматура охватывается замкнутыми конструктивными хомутами, устанавливаемыми с шагом 500 мм. Все остальные элементы обычно армируются ненапрягаемой арматурой в виде сварных каркасов, вместе с тем бывают варианты изготовления ферм с предварительным напряжением растянутых элементов решетки. Для лучшей передачи усилий между элементами в узлах создают уширения - вуты. Опорные узлы ферм дополнительно армируют продольной ненапрягаемой арматурой и поперечными стержнями, обеспечивающими прочность узла по наклонному сечению и надежность анкеровки предварительно напряженной арматуры.

Для крепления фермы к колоннам, крепления плит покрытия и в других случаях в ферме предусматриваются закладные детали. Пример армирования сегментной железобетонной фермы пролетом 24 м приведен на рис. 9.10.

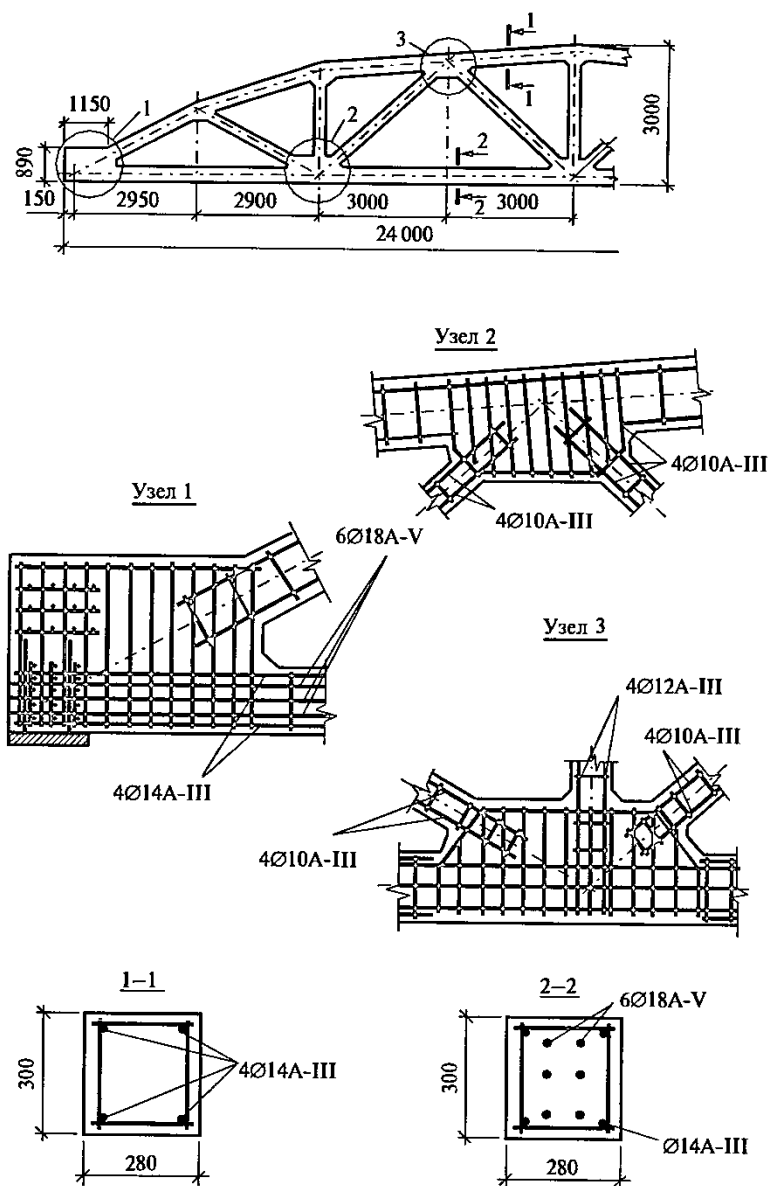


Рис. 9.10. Железобетонная сегментная ферма пролетом 24 м

Лекция № 26: «Рамы»

В простейших сооружениях стойки (колонны) и свободно опирающиеся на них балки (ригели, фермы) работают под нагрузкой практически независимо друг от друга, представляя собой стоечно-балочную систему, в которой каждая конструкция рассчитывается отдельно. Здания производственного и гражданского назначения и многие сооружения часто проектируются таким образом, что колонны и ригели, шарнирно или жестко соединяясь между собой, работают совместно, образуя рамную конструкцию.

В рамах изменение усилий в одном элементе обязательно ведет к изменению усилий и в других элементах, причем установить такую зависимость бывает достаточно сложно. В рамах совместная работа ригеля со стойками обеспечивает значительное снижение изгибающих моментов в ригеле и повышает поперечную жесткость и устойчивость сооружения.

Рамы могут иметь различные очертания, они могут выполняться одно- и многопролетными, различной этажности. Сопряжения ригелей с колоннами могут быть шарнирные, жесткие или в различном сочетании (рис. 10.1).

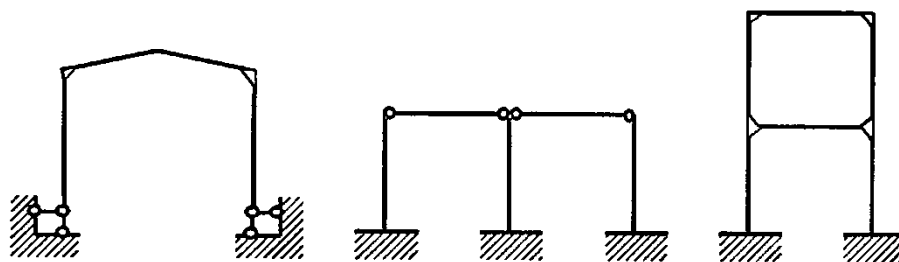


Рис. 10.1. Примеры простейших рам

Расчет рам состоит из двух частей: статического и конструктивного расчета. Статический расчет заключается в определении внутренних усилий; в ригеле определяются: момент M , поперечная сила Q , реже продольная сила N ; также и в стойках находятся M , N , Q . Определение этих усилий - сложный инженерный расчет, он может выполняться при помощи специальных таблиц или программ для ЭВМ. Рамы, как правило, представляют собой статически неопределимые системы с большим количеством исходных данных, которые трудно рассчитать «вручную». Конструктивный расчет заключается в подборе сечений ригеля и стойки (колонны).

Стальные рамы

Учитывая достаточно высокую стоимость стали, рамы стремятся делать максимально облегченными. Применение стальных рам зачастую оправдано при больших пролетах перекрываемых помещений (рис. 10.2), например цеха по сборке самолетов, выставочные павильоны и т.п.

Стальные рамы применяют также в качестве каркаса для цехов с большими крановыми нагрузками, тяжелыми режимами работы, в высотных зданиях. Применение стальных рам в качестве каркаса высотных зданий позволяет значительно снизить массу каркаса по сравнению с каркасом из железобетона.

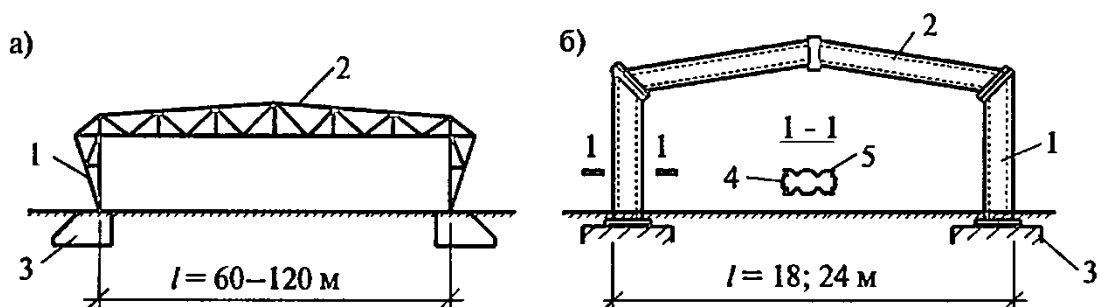


Рис. 10.2. Стальные рамы: а) сквозная стальная рама; б) легкая стальная рама; 1 — стойка; 2 — ригель; 3 — фундамент; 4 — швеллер; 5 — гофрированная стенка (лист $t = 4$ мм)

Деревянные рамы

Рамы из древесины выполняются главным образом клееными из досок или из досок и фанеры (клефанерными), но последние менее технологичны и недостаточно огнестойки. Деревянные рамы применяют для перекрытия как теплых, так и неотапливаемых помещений. Такие рамы из-за своей легкости и простоты монтажа широко распространены в сельскохозяйственном строительстве, из них выполняют каркасы складов, гаражей и других построек. Деревянные рамы перекрывают пролеты от 12 до 30 м, но возможно их применять и для пролетов до 60 м, они устанавливаются с шагом от 3 до 6 м, в виде исключения допускается шаг до 10 м (рис. 10.3).

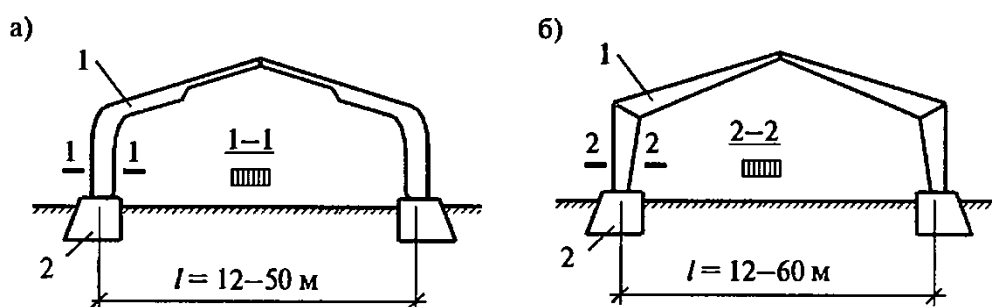


Рис. 10.3. Клееные деревянные рамы: а) из гнутых полурам; б) из полурам с прямолинейными элементами; 1 — полурама; 2 — фундамент

Железобетонные рамы

Железобетонные рамы могут выполняться монолитными и сборными. Наибольшее распространение получили сборные железобетонные рамы, которые являются частью каркасов производственных и гражданских зданий.

Каркасы одноэтажных производственных зданий при расчете разбиваются на поперечные и продольные рамы. Поперечная рама является основным элементом каркаса, она состоит из колонн (обычно жестко защемленных в фундаменте), ригелей (шарнирно или жестко соединенных с колоннами), плит покрытия (перекрытия). В качестве ригелей покрытия могут использоваться односкатные и двускатные балки, стропильные фермы, арки. Поперечная рама обеспечивает жесткость здания в поперечном направлении, воспринимает вертикальные нагрузки: от покрытия соответственно постоянные и снеговые (F_q, F_s), нагрузки от навесных стен (q), крановые нагрузки (D_{min}, D_{max}) и горизонтальные нагрузки, действующие в поперечном направлении: ветровые нагрузки (p, W), силы торможения крановой тележки с грузом (T) (рис. 10.4).

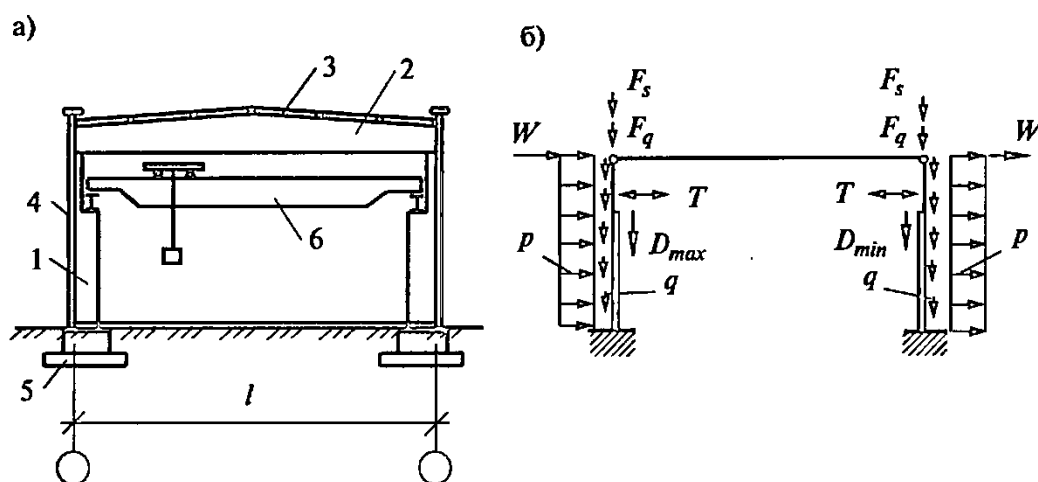


Рис. 10.4. Поперечная рама одноэтажного производственного здания:
а) конструктивная схема; б) расчетная схема рамы; 1 — колонны;
2 — стропильная балка; 3 — плита покрытия; 4 — стеновая панель;
5 — фундамент; 6 — мостовой кран с крановой тележкой

Продольная рама в отличие от поперечной включает один ряд колонн и продольные конструкции: вертикальные связи, распорки по колоннам, конструкции покрытия, подкрановые балки. Продольная рама обеспечивает жесткость здания в продольном направлении и воспринимает горизонтальные нагрузки от продольного торможения кранов (T) и ветра (p, W), действующего на торец здания. Система связей обеспечивает во время эксплуатации и монтажа геометрическую неизменяемость каркаса и его несущую способность в продольном направлении (рис. 10.5).

Рамы и каркасы многоэтажных зданий. Устойчивость многоэтажных рам, перераспределение нагрузок между элементами рамы зависят от принятой конструктивной схемы каркаса. Различают три конструктивных схемы каркаса многоэтажных зданий: рамная, связевая и рамно-связевая.

Рамная схема. При рамной схеме каркаса здания устойчивость обеспечивается за счет создания жестких узлов сопряжения ригелей с колоннами и защемления колонн в фундаментах (рис. 10.6).

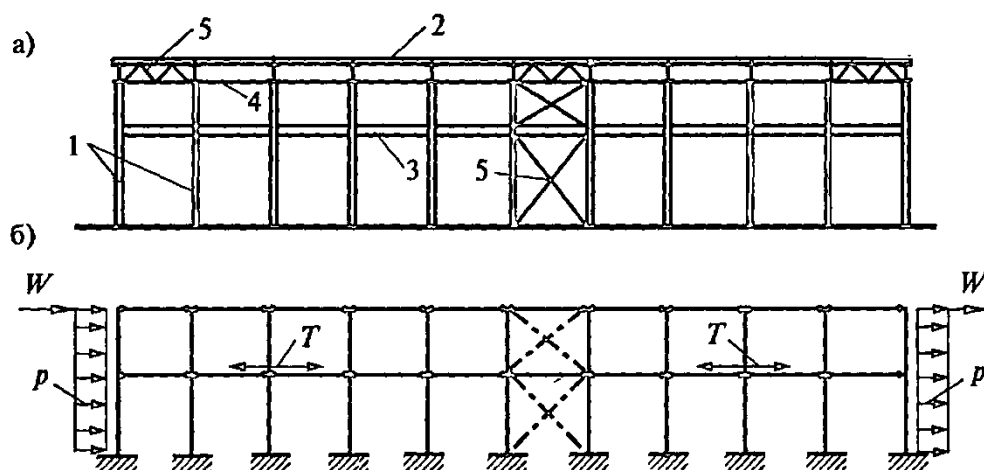


Рис. 10.5. Продольная рама: а) конструктивная схема; б) расчетная схема продольной рамы; 1 — колонна; 2 — плита покрытия; 3 — подкрановая балка; 4 — распорки; 5 — вертикальные связи

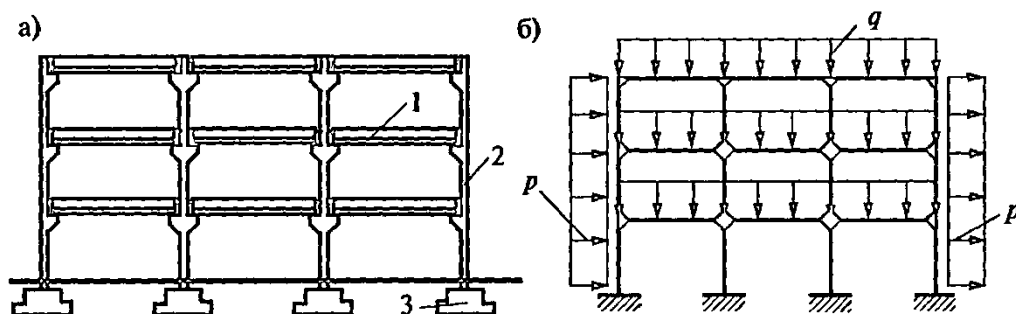


Рис. 10.6. Рамная схема каркаса: а) конструктивная схема; б) расчетная схема; 1 — неразрезанный ригель; 2 — колонна; 3 — фундамент

Такая многоэтажная рама способна воспринимать вертикальные и горизонтальные нагрузки, но обладает относительно небольшой жесткостью, в результате чего она используется для небольших по высоте зданий. Применение рамной схемы еще сдерживается тем, что в элементах рамы возникают усилия, при которых затруднительно унифицировать элементы рамы. Так, например, в ригелях, находящихся на разных этажах, возникают разные по величине изгибающие моменты, и с точки зрения экономичности необходимо выполнять ригели различных сечений или различного армирования.

Связевая схема. В связевой схеме сопряжение ригелей с колоннами шарнирное, жесткость здания обеспечивается за счет создания системы вертикальных связей между колоннами (рис. 10.7) (связи обычно выполняются из стальных прокатных элементов: прокатных уголков, швеллеров).

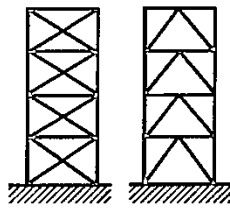


Рис. 10.7. Схемы стальных связей многоэтажного здания

Часто вместо связей используются диафрагмы жесткости, которые представляют собой железобетонные стенки, соединенные с примыкающими к ним колоннами каркаса. Диафрагмы жесткости имеют собственный фундамент (рис. 10.8, а). При расчете связевого каркаса считается, что *вертикальные нагрузки воспринимаются рамой*, в которой узлы сопряжения ригелей с колоннами выполняются шарнирными, а *горизонтальные нагрузки полностью воспринимаются связями или диафрагмами жесткости*. При такой схеме здания ригели работают как обычные балки на двух опорах, что позволяет выполнять их одинаковыми независимо от этажа.

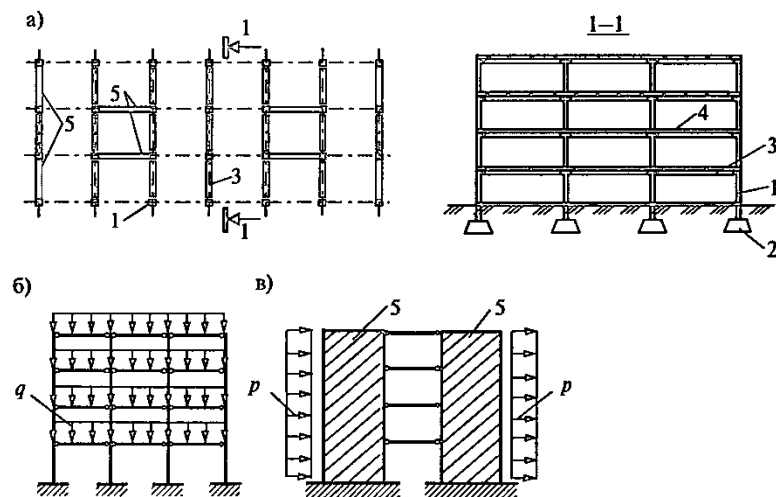


Рис. 10.8. Связевой каркас здания: а) план здания, разрез; б) расчетная схема при расчете на вертикальную нагрузку; в) расчетная схема при расчете на горизонтальную нагрузку; 1 — колонна; 2 — фундамент; 3 — разрезной (однопролетный) ригель; 4 — плиты перекрытия; 5 — диафрагмы жесткости

Рамно-связевая схема представляет собой комбинацию первых двух схем, а именно: при такой схеме колонны жестко закреплены в перекрытиях, а ригели также жестко соединены с колоннами и вместе с тем имеются диафрагмы жесткости или связи.

В результате такой конструкции и с учетом того, что перекрытия рассматриваются в виде жестких дисков, способных перераспределять нагрузки между колоннами каркаса и диафрагмами жесткости (связями), обеспечивается совместная работа каркаса и диафрагм жесткости (связей). *Вертикальные нагрузки воспринимаются каркасом, а горизонтальные нагрузки распределяются между каркасом и диафрагмами жесткости пропорционально их жесткостям*. Чем больше жесткость элемента, тем большую часть горизонтальной нагрузки он воспринимает. Подобные схемы каркаса можно применять для высотных зданий.

Лекция № 27: «Арки»

Арка представляет собой конструкцию криволинейного (дугообразного) очертания. Особенностью работы арки является возникновение распора, т.е. горизонтального давления на опоры даже при действии только вертикальных нагрузок, в то время как сами арки преимущественно испытывают сжатие (рис. 10.9). Арки могут перекрывать большие пролеты между двумя опорами (фундаментами, пилонами, колоннами), они более экономичны по сравнению с балками.

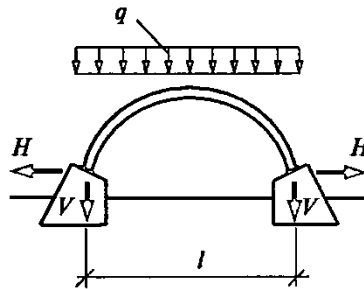


Рис. 10.9. Передача нагрузки от арки на фундаменты:
 V — вертикальная составляющая реакции;
 H — распор арки (горизонтальная составляющая реакции)

По статической схеме работы различают бесшарнирные, двухшарнирные, трехшарнирные арки и арки с затяжкой (рис. 10.10). Трехшарнирные арки являются статически определимыми, они меньше всего чувствительны к вертикальным осадкам, но чувствительны к горизонтальным смещениям опор. Бесшарнирные арки самые легкие, но в них всякое смещение опор вызывает значительные дополнительные усилия.

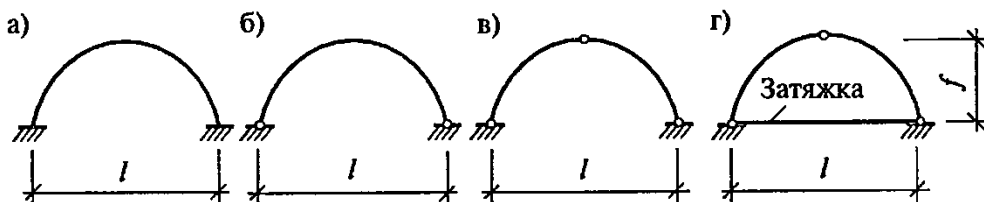


Рис. 10.10. Статические схемы арок: а) бесшарнирная арка;
б) двухшарнирная арка; в) трехшарнирная арка; г) арка с затяжкой;
 l — пролет арки; f — стрела подъема арки

Если передача распора H на фундаменты (или другие опоры) нежелательна, (тогда, когда хотят передать на фундаменты только вертикальные усилия), то в арках устраивают затяжки (рис. 10.10, г), которые и воспринимают распор. Затяжки могут устраиваться на уровне пола (или ниже), а также на некоторой высоте. Арки с затяжками и дополненные подвесками используют в качестве стропильных конструкций (рис. 10.11).

Стрела подъема f принимается $(1/4-1/8) l$, но может быть значительно больше, например в стрельчатых арках.

Металлические арки могут перекрывать пролеты до 150 м (наиболее целесообразно применять их при пролетах 60-80 м). Железобетонные арки перекрывают пролеты до 100 м (оправдано применение железобетонных арок при пролетах более 36 м). Деревянные арки выполняются пролетами до 60 м, возможно применение и небольших деревянных арок (так, при изготовлении опалубки выполняются кружальные деревянные арки из досок на гвоздях пролетом от 3 м). Возможно выполнение арок из камня (кирпичей) обычно небольших пролетов, которые способны перекрывать оконные и дверные проемы.

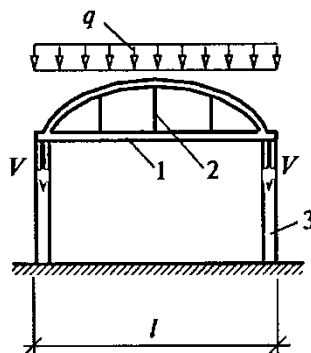


Рис. 10.11. Вариант арки с затяжкой, установленной на колоннах:
1 — затяжка; 2 — подвеска; 3 — колонна

Лекция № 28: «Естественные основания»

Грунты - это горные породы, почвы, техногенные образования, которые залегают в верхней части земной коры, являются объектом инженерно-хозяйственной деятельности человека и могут быть использованы в качестве оснований зданий и сооружений, среды для размещения в них сооружений (тоннели, шахты), материала (плотины, дамбы). Классификация грунтов в строительстве принимается в соответствии с ГОСТ 25100-95 «Грунты. Классификация», в соответствии с которой грунты делятся на классы по общему характеру структурных связей. Различают классы природных скальных грунтов, природных дисперсных грунтов, природных мерзлых грунтов, техногенных грунтов.

Скальные грунты - грунты с жесткими структурными связями (кристаллизационными и цементационными). Скальные грунты могут состоять из изверженных, метаморфических и осадочных сцементированных горных пород. Наиболее распространенные виды скального грунта: граниты, песчаники, известняки и др.

Дисперсные грунты - грунты, состоящие из отдельных минеральных частиц (зерен) разного размера, слабо связанных друг с другом. Эти грунты образуются в результате выветривания скальных грунтов с последующей транспортировкой продуктов выветривания водным или эоловым (воздушным) путем и их отложения.

Дисперсные грунты делятся на две группы: *связные дисперсные грунты* - это грунты с водно-коллоидными связями (глинистые грунты, илы, сапропели, заторфленные грунты, торфы); *несвязные дисперсные грунты* (пески, крупнообломочные грунты). В крупнообломочных грунтах могут встречаться окатанные частицы и неокатанные. Щебень представляет собой неокатанные обломки горных пород размером от 10 до 100 мм, окатанные обломки таких размеров называются галькой. Дресва - мелкие остриребристые обломки породы размером от 2 до 10 мм, окатанные обломки таких размеров называются гравием.

Из вышеперечисленных грунтов состоят основания. *Основанием* называют часть массива грунтов, непосредственно воспринимающую нагрузки от фундамента. Различают *естественные* и *искусственные* основания: естественные основания состоят из грунтов природного сложения, а искусственные основания – из уплотненных, закрепленных или замененных грунтов. В случае если основания состоят из одного слоя грунта (пласта), они называются *однородными*, из нескольких пластов - *неоднородными*. Пласт грунта, непосредственно воспринимающий нагрузки от фундамента, называется *несущим*, а нижележащие пласты - *подстилающими*.

Расчет оснований ведется по двум группам предельных состояний, при этом учитывается совместная работа оснований, фундаментов и надземных конструкций.

Фундаментом называют подземную часть здания или сооружения, которая предназначена для передачи нагрузок на основание. Нагрузка N , приходящаяся на верхний обрез фундамента, распределяется по подошве фундамента и вызывает давление в основании p (рис. 11.1).

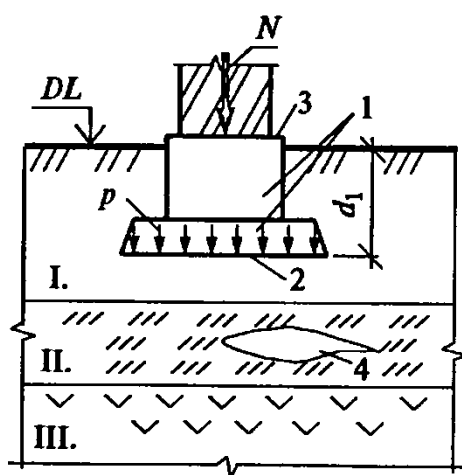
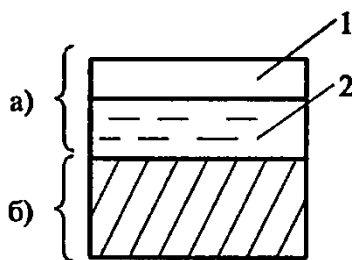


Рис. 11.1. Основные понятия: 1 — фундамент; 2 — подошва фундамента; 3 — верхний обрез фундамента; 4 — линза (включение в пласт другого грунта); DL — отметка планировки; d_1 — глубина заложения фундамента; I — несущий пласт; II, III — подстилающие пласты

Для расчета фундаментов и оснований необходимо знать свойства грунтов, которые разделяются на физические и механические.

Грунты являются трехкомпонентной системой, т.е. состоят из твердых частиц и пор, которые заполнены водой и газами (рис. 11.2).



**Рис. 11.2. Грунт: а) поры (заполненные: 1 — газами; 2 — водой);
б) твердые частицы (минеральная часть грунта)**

Ряд характеристик грунтов определяют в лабораторных условиях, для них принимают следующие обозначения: V - объем грунта; V_s - объем твердых частиц; V_n - объем пор; V_w - объем воды; m - масса грунта; m_s - масса твердых частиц; m_w - масса воды. Определив эти характеристики, можно найти следующие основные характеристики грунта:

- плотность грунта $\rho = m/V$ (кг/м³);
- плотность твердых частиц грунта $\rho_s = m_s/V_s$ (кг/м³);

- влажность $W = m_w/m_s$;
- удельный вес твердых частиц (кН/м³):

$$\gamma = \rho g$$

$$\gamma_s = \rho_s g$$

где $g \approx 10$ (м/сек²) – ускорение свободного падения.

- коэффициент пористости грунта $e = V_n/V_s$, по которому определяется плотность сложения грунтов;
- удельный вес грунта при учете взвешивающего действия воды (кН/м³)

$$\gamma_{sb} = (\gamma_s - \gamma_w)/(1 + e)$$

- влажность на границе текучести W_L - это такая влажность, при которой грунт переходит в текучее состояние. Величина условная, определяемая при помощи стандартного конуса, который ставится на исследуемый грунт, в котором изменяют влажность. При опускании конуса на установленную стандартом глубину считается, что грунт достиг границы текучести. Определяют для этого состояния грунта влажность, которая и считается влажностью на границе текучести;

- влажность на границе раскатывания W_p - это такая влажность, при которой грунт переходит в полутвердое состояние. Определяется раскатыванием тонких цилиндров грунта. При раскатывании вода, находящаяся в грунте, постепенно испаряется и наступает момент, когда в грунте появляются трещины. Принято считать, что при этом грунт перешел в полутвердое состояние, и определяется влажность такого грунта, которая и считается влажностью на границе раскатывания.

Используя влажности на границе текучести и раскатывания, расчетом определяют следующие характеристики пластичных грунтов:

- число пластичности $I_p = W_L - W_p$

характеризует способность грунтов удерживать воду в промежутке от полутвердого состояния до текучего состояния. Чем больше в грунте глинистых частиц, тем больше число пластичности; *грунты относятся к глинистым* при $I_p \geq 1$ (т.е. становятся связными); глинистые грунты подразделяются в зависимости от числа пластичности I_p на *супесь, суглинок, глину* (табл. 11.1); супесь в своем составе содержит мною песчаных частиц, суглинок меньше и глина еще меньше;

- показатель текучести $I_L = (W - W_p)/(W_L - W_p)$

показывает состояние пластичного грунта при природной влажности (находится грунт в текучем, твердом или в каком-то промежуточном состоянии) (табл. 11.2).

Наименование глинистых грунтов складывается из наименования их разновидности (табл. 11.1) и разновидности по числу пластичности (табл. 11.2).

Таблица 11.1

Разновидность глинистых грунтов в зависимости от числа пластичности

Разновидность глинистых грунтов	Число пластичности I_p
Супесь	1-7
Суглинок	7-17
Глина	>17

Таблица 11.2

Разновидность глинистых грунтов по показателю текучести

Разновидность глинистых грунтов	Показатель текучести I_L
А. Супесь	
твердая	< 0
пластичная	0-1
текучая супесь (применять в качестве оснований текучую супесь не рекомендуется)	> 1
Б. Суглинки и глины	
твердые	< 0
полутвердые	0-0,25
тугопластичные	0,25-0,5
мягкопластичные	0,5-0,75
текучепластичные	0,75-1,0
текучие (применять в качестве оснований текучие и текучепластичные суглинки и глины не рекомендуется)	> 1,0

Механические характеристики дисперсных грунтов определяют их работу под нагрузкой - деформационные свойства, от которых зависит осадка фундаментов, поведение грунтов в откосах др.

Одной из основных характеристик сжимаемости грунтов является модуль общей деформации E (МПа) , который определяется лабораторными или натурными испытаниями грунтов под нагрузкой. Без знания модулей деформации грунтов невозможно рассчитать осадку фундамента, которая и определяет работу фундамента. Модуль общей деформации в лабораторных условиях устанавливается испытанием образца грунта в компрессионных приборах (рис. 11.3, а) или в приборах трехосного сжатия - стабилометрах.

При исследовании грунта в компрессионном приборе исследуемый грунт помещается в кольцо и к нему через поршень прикладывается последовательно увеличивающаяся нагрузка. Поршень и дно выполняются пористыми, чтобы вода могла выходить и попадать в грунт. Если грунт естественных условиях находился ниже уровня грунтовых вод, в ванну наливают воду. По

индикатору выполняют замеры осадки грунта при различных давлениях. После испытания грунта строят диаграмму (компрессионную кривую) (рис. 11.3, б), на которой по оси абсцисс откладывают давление p , по оси ординат - коэффициент пористости e (вычисленный по осадкам грунта в приборе). По компрессионной кривой определяют коэффициент сжимаемости m_v :

$$m_v = (e_1 - e_2) / (p_2 - p_1)$$

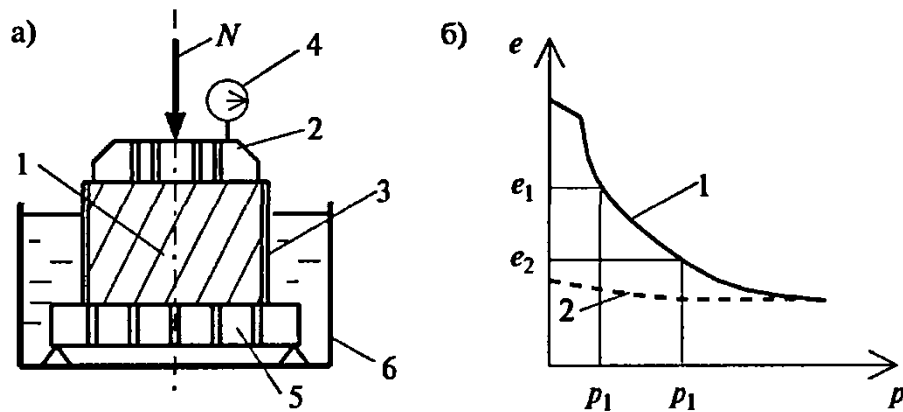


Рис. 11.3 а) Схема прибора для компрессионных испытаний; 1 — исследуемый грунт; 2 — пористый поршень; 3 — металлическое кольцо, 4 — индикатор для замера осадок грунта под давлением, 5 — пористое дно, 6 — ванна, б) Компрессионная кривая: 1 — кривая нагружения, 2 — кривая разгрузки

Затем вычисляют модуль общей деформации:

$$E = (1 + e)\beta / m_v$$

где e - коэффициент пористости грунта в природном состоянии; β - безразмерный коэффициент, учитывающий поперечные деформации грунта (так, для песков $\beta = 0,76$, для глин $\beta = 0,42$).

Модуль общей деформации грунтов можно определять и по результатам полевых испытаний.

Для расчета фундаментов необходимо знать угол внутреннего трения φ и удельное сцепление грунта c . Различают нормативные и расчетные значения угла внутреннего трения и сцепления грунта. При расчетах по второй группе предельных состояний $\varphi_n = \varphi_{II}$; $c_n = c_{II}$ (индекс «II» показывает, что расчет ведется по второй группе предельных состояний).

Сцепление и угол внутреннего трения грунта можно определять по результатам полевых исследований и в лабораторных условиях. В лабораторных условиях эти характеристики определяют на сдвиговых приборах (рис. 11.4).

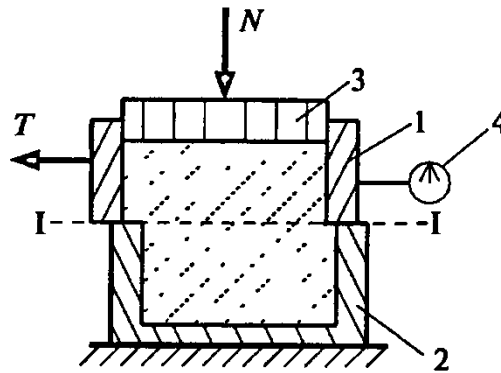


Рис 11 4 Схема прибора для испытания грунта на сдвиг:
1, 2 — металлические цилиндры; 3 — штамп; 4 — индикатор

Образец грунта, помещенный в сдвиговой прибор, сдвигается силой T при различных давлениях, возникающих от нагрузки N . По результатам испытаний строится график работы грунта на сдвиг (рис. 11.5) и определяются удельное сцепление и угол внутреннего трения. График строится в осях p - τ , где давление $p = N/A$, сопротивление грунтов сдвигу $\tau = T/A$ (A - площадь сечения образца).

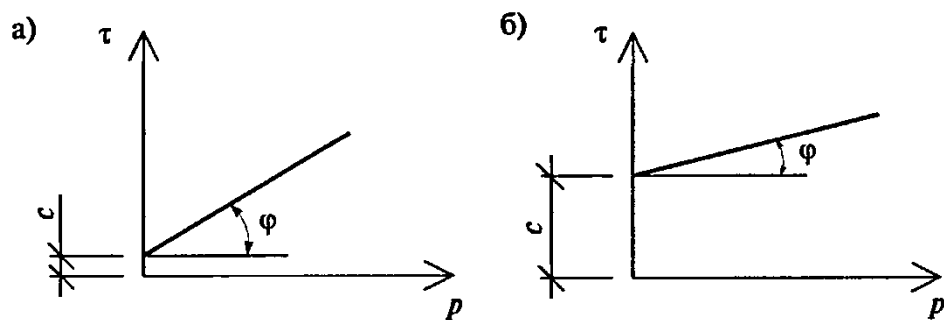


Рис. 11.5. Графики работы грунтов на сдвиг: а) — пески; б) — глины

Сопротивление грунтов сдвигу выражается зависимостью

$$\tau = c + \operatorname{tg} \varphi$$

Грунт при давлении на него фундамента выдавливается из-под фундамента (сдвигается), и характеристики его работы на сдвиг (удельное сцепление c и угол внутреннего трения φ) необходимы для определения несущей способности грунта. На их величину влияют размер частиц, коэффициент пористости и влажность грунта.

Установив название грунта, коэффициент пористости, а для глинистых грунтов еще и показатель текучести, сцепление и угол внутреннего трения грунтов можно определить по таблицам (табл. 11.5, 11.6). Более точные значения сцепления и угла внутреннего трения определяют непосредственными испытаниями грунтов.

Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа, угла внутреннего трения φ_n , град., песчаных грунтов четвертичных отложений (Приложение 1, табл. 1, СНиП 2.02.01-83*)

Песчаные грунты	Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e , равном			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Гравелистые и крупные	c_n	2	1	-	-
	φ_n	43	40	38	-
Средней крупности	c_n	3	2	1	-
	φ_n	40	38	35	-
Мелкие	c_n	6	4	2	-
	φ_n	38	36	32	28
Пылеватые	c_n	8	6	4	2
	φ_n	36	34	30	26

Таблица 11.6

Нормативные значения удельного сцепления c_n , кПа, угла внутреннего трения φ_n , град., пылевато-глинистых нелессовых грунтов четвертичных отложений (Приложение 1, табл. 2, СНиП 2.02.01-83*)

Наименование грунтов и пределы нормативных значений их показателей текучести		Обозначения характеристик грунтов	Характеристики грунтов при коэффициенте пористости e , равном						
			0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Супеси	$0 \leq I_L \leq 0,25$	c_n	21	17	15	13	-	-	-
		φ_n	30	29	27	24	-	-	-
	$0,25 < I_L \leq 0,75$	c_n	19	15	13	11	9	-	-
		φ_n	28	26	24	21	18	-	-
Суглинки	$0 < I_L \leq 0,25$	c_n	47	37	31	25	22	19	-
		φ_n	26	25	24	23	22	20	-
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c_n	39	34	28	23	18	15	-
		φ_n	24	23	22	21	19	17	-
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c_n	-	-	25	20	16	14	12
		φ_n	-	-	19	18	16	14	12
Глины	$0 < I_L \leq 0,25$	c_n	-	81	68	54	47	41	36
		φ_n	-	21	20	19	18	16	14
	$0,25 < I_L \leq 0,5$	c_n	-	-	57	50	43	37	32
		φ_n	-	-	18	17	16	14	11
	$0,5 < I_L \leq 0,75$	c_n	-	-	45	41	36	33	29
		φ_n	-	-	15	14	12	10	7

Распределение напряжений в грунте от собственного веса грунта

Верхние слои грунта оказывают давление на нижние, и это необходимо учитывать при расчетах фундаментов и подземных сооружений. Напряжения от собственного веса грунтов на

глубине z от поверхности естественного рельефа для однородного слоя грунта определяются по формуле

$$\sigma_{zg} = \gamma_i h_i$$

где γ_i - удельный вес i -го слоя грунта; h_i - толщина i -го слоя грунта.

Если имеется несколько слоев, напряжения от каждого слоя грунта суммируются. В случае если часть грунта находится на водоупоре, то ниже уровня грунтовых вод WL удельный вес грунта принимается с учетом взвешивающего действие воды γ_{sb} , а напряжение на верхней границе водоупора увеличивается на величину давления воды $\gamma_w h_3$ (рис. 11.7) ($\gamma_w = 10 \text{ кН/м}^3$ – удельный вес воды).

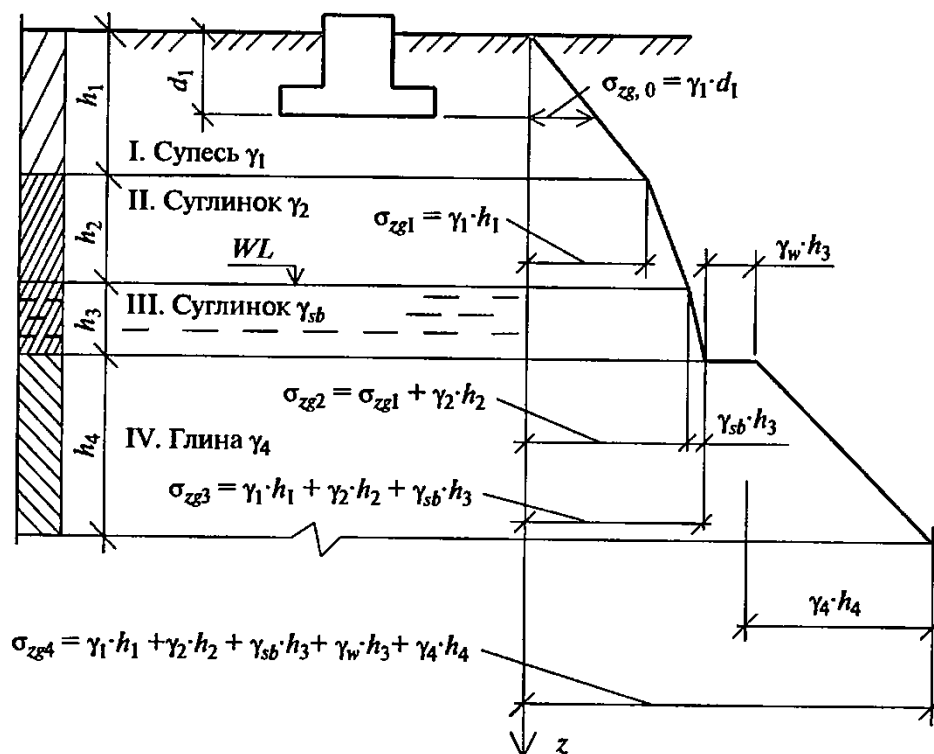


Рис. 11.7. Напряжения от собственного веса грунта

Напряжения, возникающие от собственного веса грунта, на глубине подошвы фундамента:

$$\sigma_{zg,0} = \gamma_1 d_1$$

где, d_1 – глубина заложения фундамента.

Распределение напряжений по подошве фундамента

Давления, возникающие под подошвой фундамента от нагрузок, приходящихся на фундамент, распределяются по криволинейному закону, но для упрощения расчетов давления под подошвой фундамента условно принимаются равномерно распределенными и для их нахождения

пользуются формулами сопротивления материалов для центрального и внецентренного сжатия сплошного упругого бруса (рис. 11.8).

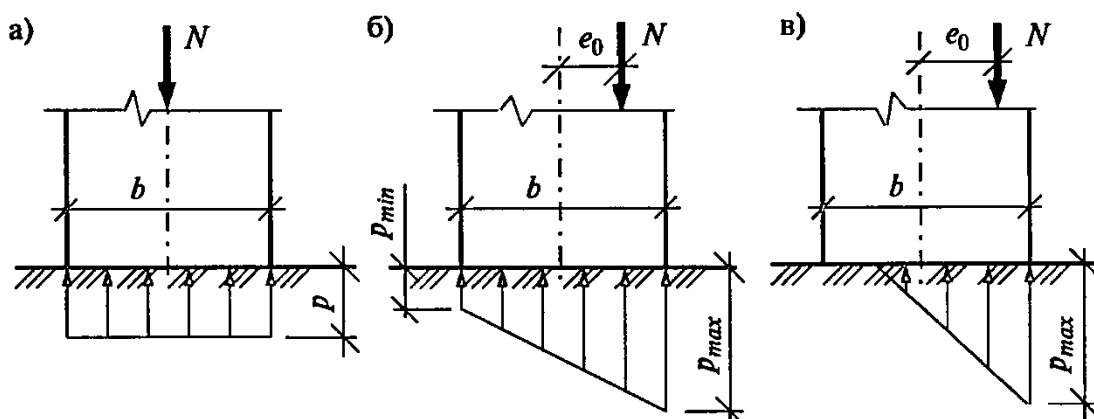


Рис. 11.8. Напряжения (среднее давление) по подошве фундамента:
а) — при центральном сжатии; б), в) — при внецентренном сжатии

При центральном приложении нагрузки на фундамент давления определяют по формуле

$$p = N / A_f$$

где N - нормальная сила в сечении по подошве фундамента, кН; $A_f = b_f a_f$ - площадь подошвы фундамента, м².

При внецентренном приложении нагрузки (сила приложена с эксцентриситетом или одновременно действуют продольная сила и изгибающий момент) давления у краев фундамента определяют по формулам:

$$p_{max} = N / A_f + M / W_f$$

$$p_{min} = N / A_f - M / W_f$$

где $M = Ne_0$ - изгибающий момент относительно центра тяжести подошвы фундамента, кН·м (здесь e_0 - эксцентриситет приложения силы N , м); W_f - момент сопротивления площади подошвы фундамента, м³, $W_f = a_f b_f^2 / 6$, где a_f , b_f - размеры подошвы фундамента; b_f - размер в направлении действия изгибающего момента.

Подошва центрально-сжатых фундаментов обычно принимается квадратной, а внецентренно сжатых может вытягиваться в направлении действия изгибающего момента. При больших эксцентриситетах приложения нагрузки (рис. 11.8, в) часть площади фундамента может не работать (напряжения p_{min} получаются отрицательными), применение таких фундаментов нежелательно.

Распределение давления в массиве основания

Давление, прикладываемое фундаментом на грунт, уменьшается по мере увеличения глубины от подошвы фундамента (распределяется в массиве грунта). При расчетах осадки фундаментов напряжения в массиве грунта на различных глубинах по оси, проходящей через центр подошвы фундамента, определяются по формуле

$$\sigma_{zp} = \alpha p_0$$

p_0 - дополнительное давление на основание;

$$p_0 = p - \sigma_{zg,0}$$

где α - коэффициент, принимаемый по табл. 1 Приложения 1 СНиП 2.02.01-83* в зависимости от соотношения сторон прямоугольного фундамента и относительной глубины слоя грунта ξ :

$$\xi = 2z/b$$

$\sigma_{zg,0}$ - вертикальное напряжение от собственного веса грунта на уровне подошвы фундамента (рис. 11.7); p - среднее давление под подошвой фундамента (рис. 11.9); z - глубина слоя грунта (принимается от низа подошвы фундамента до рассматриваемой глубины); b - ширина фундамента;

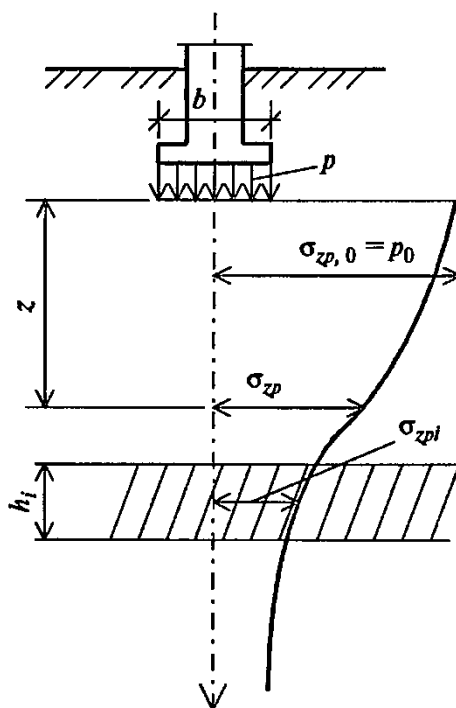


Рис. 11.9. Схема распределения вертикальных напряжений в грунте

Для нахождения дополнительных напряжений под центром фундамента (рис. 11.9) толщу грунта под подошвой фундамента разбивают на слои высотой $h_i = (0,2-0,4)b$, находят отношения

сторон фундамента и коэффициенты $\xi = 2z/b$ (где $z = \sum h_i$). Затем по табл. 1 Приложения 2 СНиП 2.02.01-83* определяют значения коэффициента α для различных глубин. По формуле $p_0 = p - \sigma_{zg,0}$ определяют дополнительное вертикальное давление на основание. Находят дополнительные вертикальные напряжения на различных глубинах по формуле $\sigma_{zp} = \alpha p_0$ и определяют средние дополнительные вертикальные напряжения в каждом слое грунта σ_{zpi} , которые необходимы для определения величины осадки.

Понятие об определении осадки фундамента

Зная дополнительное вертикальное давление на основание под подошвой фундамента p_0 , высоту элементарных слоев грунта, на которые разбито основание h_i , а также средние дополнительные вертикальные напряжения в этих слоях σ_{zpi} и модуль деформации грунта E , можно определить осадку фундамента s как сумму элементарных осадок, возникающих в каждом слое.

$$s = \beta \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_{zp,i} h_i}{E_i} \leq s_{max}$$

Где β - безразмерный коэффициент, равный 0,8; σ_{zpi} - среднее значение дополнительного вертикального нормального напряжения в i -м слое грунта; h_i и E_i - соответственно толщина и модуль деформации i -го слоя грунта; n - число слоев, на которое разбита сжимаемая толща основания.

Осадки считаются в пределах границы сжимаемой толщи основания. Нижняя граница сжимаемой толщи основания принимается на глубине $z = H_c$, где выполняется условие $\sigma_{zp} = 0,2\sigma_{zg}$ (здесь σ_{zp} - дополнительное вертикальное напряжение на глубине $z = H_c$ по вертикали, проходящей через центр подошвы фундамента; σ_{zg} - вертикальное напряжение от собственного веса грунта на этой же глубине).

При определении площади подошвы фундаментов, основанием для которых служат дисперсные грунты, решающим является их осадка (расчет по второй группе предельных состояний). В случае выполнения п. 2.56 СНиП 2.02.01-83* расчет деформаций основания допускается не выполнять, если среднее давление под фундаментом не превышает расчетного сопротивления - $p \leq R$.

Лекция № 29: «Искусственные основания»

В случаях когда существующее естественное основание недостаточно прочно или возможно его движение под нагрузкой, свойства основания можно улучшить, произведя уплотнение, укрепление или замену грунта. Созданное таким способом основание называется *искусственными*. Искусственные основания должны обладать необходимой прочностью, устойчивостью в течение всего срока службы возводимых на них зданий и сооружений.

Выполнение искусственных оснований связано с дополнительными затратами средств, часто весьма существенными, и поэтому вопрос о способах и целесообразности их создания решается на основании соответствующего экономического обоснования.

Замена слабых грунтов

Слабые грунты, расположенные вблизи поверхности, возможно удалить и заменить на другие, обладающие нужными строительными свойствами (рис. 11.10). Обычно вынутые грунты заменяют песком (крупным и средней крупности), гравием, щебнем, образуя песчаные (гравийные) подушки. Отсыпка грунта производится слоями по 15-20 см, каждый вновь подсыпанный слой увлажняется и уплотняется трамбованием.

Гравийные подушки обладают большей жесткостью по сравнению с песчаными подушками. Песчаные подушки не рекомендуется применять в случае возможного вымывания подушки грунтовыми водами. Высоту подушки назначают таким образом, чтобы давление, передаваемое на подстилающий слой, не превышало расчетного сопротивления для этого слоя.

Для обеспечения устойчивости основания песчаная подушка должна иметь достаточную ширину, иначе слабый грунт, находящийся по сторонам подушки, будет уплотняться и подушка будет выдавливаться в стороны. Устойчивость песчаной подушки обеспечивается при угле $\alpha = 45-60^\circ$ между линиями, проведенными из углов подошвы фундамента к углам нижнего основания песчаной подушки, и горизонталью.

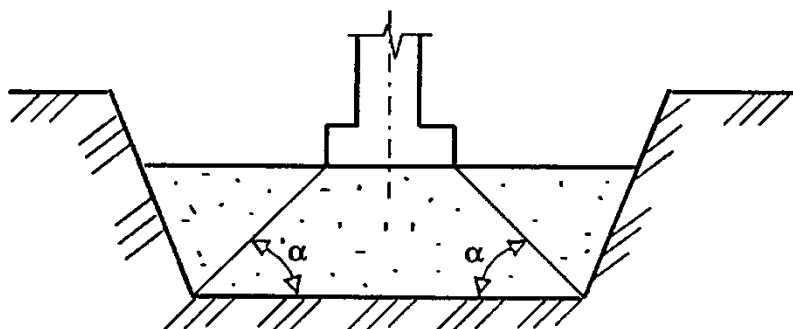


Рис. 11.10. Фундамент на песчаной подушке

Поверхностное уплотнение грунта

Для устранения просадочных свойств макропористых лессовидных грунтов при устройстве песчаных подушек и для уменьшения сжимаемости грунтов производят поверхностное уплотнение грунта. Поверхностное уплотнение грунта выполняют тяжелыми катками, виброкатками или трамбовками.

Уплотнение грунтов трамбовками

Для уплотнения грунта используют тяжелые трамбовки массой 2,0 - 4,0 т, которые сбрасываются краном с лебедкой с высоты 3,5 - 5 м. В одно и то же место трамбовка сбрасывается 5 - 12 и более раз. Этим достигается уплотнение грунта на глубину 1,5 - 2,3 м. Этот способ применяется при уплотнении песчаных, глинистых, просадочных и насыпных грунтов.

Уплотнение грунтов катками

При послойной укладке грунтов их уплотнение можно вести с помощью тяжелых катков. Перед укаткой грунт увлажняется. Толщина уплотняемого слоя за одну проходку катка составляет 15-20 см, при многократной проходке возможно достигнуть уплотнения грунта на глубину до 60 см.

Поверхностное уплотнение грунтов вибрированием

Виброуплотнение грунтов применяется при послойной отсыпке грунтов при выполнении песчаных подушек, устройстве оснований под полы и т.п.

Виброуплотнение производится при помощи виброкатков, самоходных вибротрамбовок, виброплит. В зависимости от массы механизма и числа колебаний при вибрации толщина уплотняемого слоя колеблется от 0,3 до 2 м. При использовании площадочных вибраторов грунт уплотняется на глубину 10 - 20 см. При всех типах уплотнения грунта ведется контроль за его уплотнением в соответствии с проектом производства работ.

Глубинное уплотнение

В случае если поверхностного уплотнения грунтов недостаточно, применяется глубинное уплотнение, оно осуществляется на всю глубину активной зоны, влияющей на осадку фундамента. Чаще всего производится уплотнение водонасыщенных песчаных грунтов и просадочных грунтов.

Уплотнение грунтов пробивной скважины

Для уплотнения грунтов в уплотняемом массиве пробивают ударным способом скважины. Вытесненный при пробивке грунт перемещается в стороны от центра скважины и создает вокруг

скважины уплотненную зону, а скважины засыпаются грунтом с послойным уплотнением ударами снаряда, которым пробивалась скважина. Данный метод применяют в насыпных и просадочных грунтах.

Уплотнение грунтов предварительным замачиванием

Просадочные грунты при замачивании самоуплотняются, это и положено в основу данного метода. Этот метод наиболее целесообразен на вновь застраиваемых территориях. Для уплотнения на площадке бурятся скважины, которые засыпаются песком, и в песок подается вода до тех пор, пока не произойдет замачивание грунта на необходимую глубину.

Для полного устранения просадочных свойств грунтов метод предварительного замачивания следует применять в комплексе с другими методами, например с уплотнением грунта тяжелыми трамбовками.

Закрепление грунтов

При закреплении грунтов твердые частицы грунта связываются между собой при помощи химических растворов. Наряду с увеличением прочности и устойчивости грунтов химическое закрепление уменьшает их водопроницаемость и чувствительность к изменению влажности. С помощью химического закрепления, возможно, выполнять усиление существующих фундаментов, укреплять просадочные грунты, создавать водонепроницаемые завесы.

Метод силикатизации

Силикатизация грунтов выполняется тремя способами: двухрастворным, однорастворным, газовым.

При двухрастворном способе в грунт поочередно нагнетаются через перфорированную трубу (инъектор) растворы силиката натрия (жидкое стекло) и хлористого кальция, которые вступают в химическую реакцию, и образуется гель кремниевой кислоты. Это приводит к быстрому и прочному закреплению грунтового основания (рис. 11.11).

Сущность однорастворного способа состоит в том, что в грунт через систему инъекторов нагнетается один раствор силиката натрия. Под влиянием химической реакции между раствором силиката натрия и солями грунта выделяется гель кремниевой кислоты, в результате чего грунт прочно закрепляется и приобретает водостойчивость.

В лессовых грунтах при влажности 17% и более применяют газовую силикатизацию. Она заключается в том, что в качестве отвердителя жидкого стекла используется диоксид углерода CO_2

(в грунт под небольшим давлением через иньекторы подают диоксид углерода, а затем раствор силиката натрия).

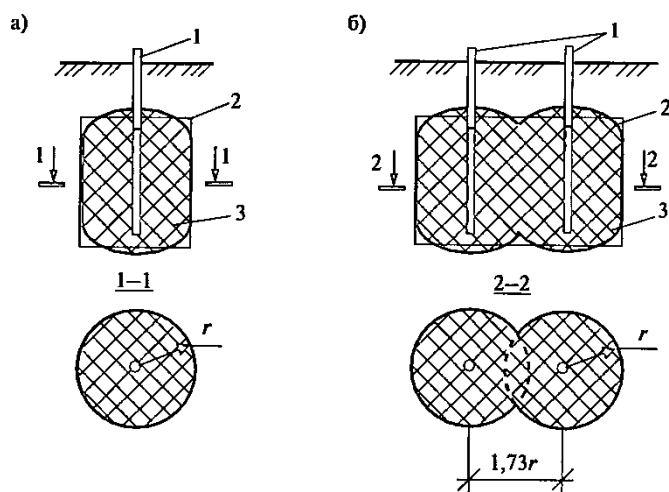


Рис. 11.11. Инъекционное закрепление грунтов: а) при одиночной заходке; б) при выполнении закрепленного массива; 1 — иньектор или инъекционные скважины; 2 — расчетный массив закрепления; 3 — действительный массив закрепления

При закреплении грунта с поверхности должен быть оставлен слой незакрепленного грунта 1 - 1,5 м. Число и расположение иньекторов назначается проектом. Погружение иньекторов осуществляется следующими способами: забивкой, если выше области закрепления залегают грунты, не содержащие крупных включений (крупного гравия или щебня, строительного мусора и т.п.); опусканием в предварительно пробуренные скважины с применением обсадных труб, если выше области закрепления массива залегают плотные глины, крупнообломочные грунты и погружение иньекторов забивкой на заданную глубину невозможно. Пространство между обсадной трубой и иньектором тампонируется песком или влажной глиной. Глубина погружения; забивкой - до 15 м; при опускании в скважины - более 15 м.

По окончании работ по закреплению грунтов проводится контроль качества закрепленного грунта (через отбор образцов с последующим испытанием в лаборатории, прощупыванием, забивкой иньекторов, нагнетанием воды, наблюдением за режимом грунтовых вод и т.п.).

Закрепление грунтов синтетическими смолами

Суть метода заключается в том, что в грунт через систему иньекторов (или скважин) нагнетаются синтетические смолы с отвердителем, наиболее приемлема для упрочнения грунтов карбамидная (мочевиноформальдегидная) смола с различными отвердителями. Эта смола легко растворяется в воде, твердеет при невысокой температуре, имеет относительно низкую стоимость.

Цементация грунтов

Цементация грунтов представляет собой заполнение пустот, трещин, крупных пор в крупнообломочных грунтах цементным или цементно-глинистым раствором, который, твердея, образует цементный камень. Цементация позволяет увеличить прочность и водонепроницаемость грунтов. Используется в грунтах, имеющих поры, трещины, пустоты, размер которых значительно превосходит размер зерен цемента. Цементный раствор закачивается через иньекторы (аналогично силикатизации), перед подачей цементного раствора через иньекторы подают воду, которая смачивает зерна грунта и вымывает мелкие частицы, освобождая поры.

Битумизация грунтов

Битумизацию грунтов применяют при больших скоростях фильтрации в трещиноватых скальных и полускальных породах, т.е. в условиях, когда исключается применение цементации. Для битумизации используют горячий битум или битумную эмульсию (холодная битумизация).

Способ горячей битумизации состоит в том, что расплавленный битум нагнетается через пробуренные скважины и, остывая в породе, придает ей водонепроницаемость. Способ холодной битумизации применяется для закрепления песчаных грунтов. В грунт нагнетается битумная эмульсия.

Оба способа (горячей и холодной битумизации грунтов) имеют ряд существенных недостатков и широкого распространения не получили.

Термическое закрепление грунтов

Этот способ применяется для закрепления лессовых грунтов и неводонасыщенных глинистых грунтов. Сущность метода состоит в преобразовании структурных связей между частицами грунта под воздействием высоких температур. В результате закрепления устраняются просадочные свойства грунта, возрастает их прочность и водостойкость.

Термическое закрепление грунтов выполняется двумя способами: нагнетанием в пробуренные скважины горячего воздуха при температуре 600 - 800 °С или сжиганием в скважине топлива (газа, мазута, солярового масла), что создает температуру 700 - 900 °С.

Диаметр скважин принимается 10 - 20 см, а глубина зависит от слоя грунта, подлежащего укреплению, и колеблется в пределах 6 - 15 м.

Обжиг грунта проводится в течение 5 - 10 дней, его начинают вести с нижней части скважины и последовательно перемещают вверх, что достигается посредством опускания в скважину специального регулятора (трубы с асбестовым сальником).

В искусственных основаниях изменяются механические свойства грунтов. Расчет фундаментов на искусственных основаниях следует производить с учетом непосредственных испытаний грунтов, выполняемых после их уплотнения или укрепления. При этом определяются необходимые для расчетов параметры, в том числе сцепление, угол внутреннего трения, модуль деформации. Предварительные значения механических характеристик грунтов искусственных оснований можно определять по соответствующим таблицам, приводимым в нормативной и справочной литературе.

Независимо от примененных методов улучшения оснований основные положения по их расчету аналогичны расчетам естественных оснований.

Лекция № 30: «Фундаменты неглубокого заложения»

Фундаменты неглубокого заложения выполняются в заранее вырытых траншеях или котлованах глубиной до 5 м (чаще всего глубина заложения таких фундаментов составляет 1-3 м). Можно выделить следующие типы фундаментов неглубокого заложения: *ленточные фундаменты* под стены или под ряды колонн; *отдельные фундаменты* под колонны или стены в комбинации с фундаментными балками; *сплошные* - выполненные в виде плиты под всем зданием или сооружением; *массивные фундаменты* под башни, мачты и т.п. (рис. 12.1).

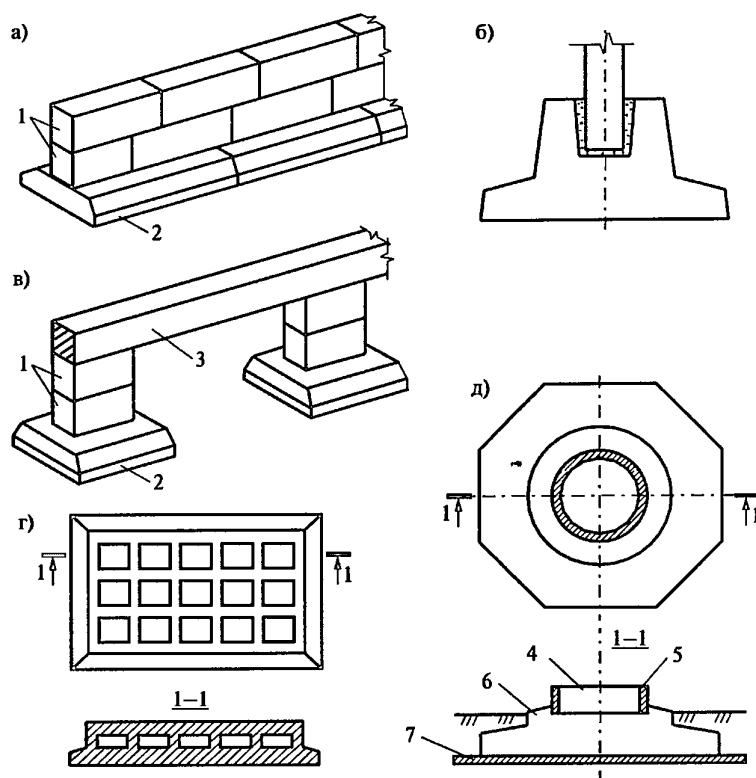


Рис. 12.1. Фундаменты мелкого заложения:

а) ленточный; б) отдельный под колонну; в) отдельный под стену;
г) в виде сплошной плиты; д) массивный под доменную печь;
1 — фундаментные блоки; 2 — фундаментная подушка; 3 — фундаментная балка (рандбалка); 4 — огнеупорный бетон; 5 — шамотный кирпич;
6 — железобетон; 7 — подготовка

По материалу фундаменты выполняются железобетонными (сборными или монолитными), бетонными, бутобетонными, бутовыми.

Глубина заложения фундамента

Глубина заложения фундамента d_1 (расстояние от отметки планировки до подошвы фундамента) обычно назначается с учетом:

- геологических и гидрогеологических условий площадки строительства;
- климатических особенностей района строительства (глубины промерзания);
- конструктивных особенностей зданий и сооружений.

При назначении глубины заложения фундамента должны также учитываться особенности приложения и величины нагрузок, технология производства работ при возведении фундаментов, материалы фундаментов и другие факторы.

Минимальная глубина заложения фундаментов при строительстве на дисперсных грунтах принимается не менее 0,5 м от поверхности планировки. При строительстве на скальных грунтах достаточно бывает убрать только верхний, сильно разрушенный слой - и можно выполнять фундамент.

Влияние геологических и гидрологических факторов

При определении глубины заложения фундамента стремятся, чтобы подошва фундамента передавала нагрузку на относительно прочные грунты, расположенные выше уровня грунтовых вод. Как уже отмечалось, не рекомендуется опирать фундаменты на рыхлые пески, текучие и текучепластичные глинистые грунты, грунты с большим количеством органических веществ (торфы, лессы и т.п.), неуплотненные насыпные грунты и др. Если прочные грунты находятся глубоко, часто рациональным бывает принять свайные фундаменты, фундаменты в виде сплошной плиты или изменить основание: произвести укрепление грунтов или их замену.

Назначая глубину заложения фундамента, следует учитывать положение уровня грунтовых вод, его сезонные колебания, направление движения грунтовых вод, степень их агрессивности по отношению к фундаментам и основаниям. В случае если грунты слабые или фундамент расположен ниже уровня грунтовых вод, резко усложняется производство работ и возрастает стоимость фундамента.

Положение уровня грунтовых вод учитывается и при назначении глубины заложения фундаментов из условий пучения грунта при промерзании.

Влияние климатических особенностей

Влияние конструктивных особенностей зданий и сооружений

На глубину заложения фундаментов влияет наличие и глубина подвалов, каналов, расположенных вдоль фундаментов, примыкающих к проектируемому фундаменту фундаментов существующих зданий и т.п. При этом подошва фундамента заглубляется ниже пола подвала и каналов не менее чем на 40 см, а в местах примыкания проектируемого фундамента к существующему их подошвы рекомендуется располагать на одном уровне.

Проектируя фундаменты из сборных элементов (фундаментных блоков и подушек, подколонников и др.) следует при назначении глубины заложения учитывать их размеры и положение по отношению к планировочной отметке.

При окончательном назначении глубины заложения фундамента d_1 , ее принимают равной максимальному значению из величин, определенных из условий геологии строительной площадки, климатических и конструктивных условий.

Определение размеров подошвы фундаментов, выполняемых на дисперсных грунтах (расчет по грунту)

Как уже отмечалось, для фундаментов на дисперсных грунтах *нормальным считается, когда осадка фундамента не превышает предельной величины*, при этом давление на грунт под подошвой фундамента обычно не превышает расчетного сопротивления грунта R .

От размеров подошвы фундамента зависит его осадка (деформация). Расчет по деформациям относится ко второй группе предельных состояний, и, соответственно, расчеты размеров подошвы фундамента следует вести по нагрузкам, принятым для расчета второй группы предельных состояний, - N_{ser} (сервисная нагрузка). Сервисная нагрузка принимается равной нормативной нагрузке или определяется приближенно через расчетную нагрузку, деленную на 1,2 - средний коэффициент надежности по нагрузкам: $N_{ser} = N_n$ или $N_{ser} = N/1,2$.

Нагрузка N_{ser} собирается до верхнего обреза фундамента, поэтому при определении размеров подошвы фундамента необходимо учитывать и нагрузку от его собственного веса и веса грунта, находящегося на уступах фундамента, - N_f , так как они также оказывают дополнительное давление на грунт. Нагрузку N_f можно примерно определить как произведение объема, занятого фундаментом и грунтом, находящимся на его обрезах, - $V = A_f d_1$ на средний удельный вес бетона и грунта $\gamma_f = 20 \text{ кН/м}^3$ (рис. 12.3); A_f - площадь подошвы фундамента.

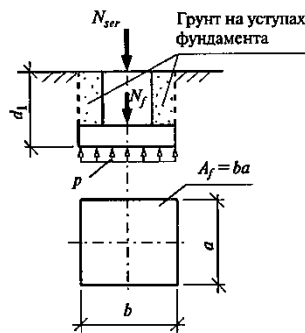


Рис. 12.3. К определению давления под подошвой фундамента

Давление под подошвой фундамента определяется по формуле

$$p = \frac{N_{ser} + N_f}{A_f} = \frac{N_{ser} + \gamma_m d_1 A_f}{A_f}$$

Приравняв давление под подошвой фундамента расчетному сопротивлению грунта $p = R$, можно вывести формулу для определения требуемой площади подошвы фундамента:

$$A_f = \frac{N_{ser}}{R - \gamma_m d_1}$$

Для проверки достаточности площади существующих или запроектированных фундаментов пользуются формулой

$$p = \frac{N_{ser}}{A_f} + \gamma_m d_1 \leq R$$

В случае расчета ленточных фундаментов условно вырезают 1 метр длины фундамента (рис. 12.4), собирают на него нагрузку и находят ширину подушки b_f , пользуясь формулой для определения площади подошвы отдельно стоящего фундамента:

$$b_f = \frac{N_{ser}}{R - \gamma_m d_1}$$

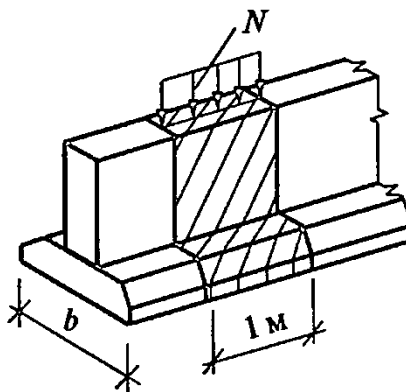


Рис. 12.4. Расчетный участок ленточного фундамента

Для проверки существующих или принятых по расчету ленточных фундаментов определяется давление по подошве фундамента аналогично расчету отдельно стоящего фундамента, но вместо площади фундамента подставляется ширина подушки:

$$p = \frac{N_{ser}}{b_f} + \gamma_m d_1 \leq R$$

При горизонтальном залегании пластов грунта среднего и хорошего качества (однородный, равномерно и несильно сжимаемый грунт) для зданий и фундаментов обычной конструкции можно считать, что подобранные таким способом размеры подошвы фундамента (или проверенный существующий фундамент) удовлетворяют требованиям расчета по деформациям, и расчет осадок фундамента можно не производить. (Более подробно - см. п. 2.56 СНиП 2.02.01-83*).

Расчет площади подошвы фундамента выполняют обычно в следующей последовательности: установив по таблицам (табл. 11.7, 11.8) величину расчетного сопротивления грунта R_0 , определяем приближенное значение площади подошвы фундамента по формуле

$$A_f = \frac{N_{ser}}{R_0 - \gamma_m d_1}$$

Затем назначаем размеры подошвы фундамента и, определив механические характеристики грунтов (удельное сцепление c_{II} и угол внутреннего трения φ_{II} (табл. 11.5, 11.6)), определяем уточненное значение расчетного сопротивления грунта R по которому, в свою очередь, уточняем требуемые размеры подошвы фундамента и окончательно принимаем подошву фундамента.

Расчет фундаментов по материалу

Материалы для изготовления железобетонных фундаментов

Для изготовления монолитных фундаментов рекомендуется тяжелый бетон классов В15-В20 и для сборных фундаментов - тяжелый бетон классов В20-В25.

Армирование подошвы фундаментов (фундаментных подушек) осуществляется сетками из арматуры классов А500, А400, А300. Расстояние между осями рабочих стержней 100×200 мм, диаметр стержней при длине фундамента до 3 м - не менее 10 мм, при большей длине - не менее 12 мм. Фундаментные блоки ленточных фундаментов не армируются. Подколонники отдельно стоящих фундаментов должны армироваться продольными стержнями и прикрепляемыми к ним арматурными сетками. Диаметр продольных рабочих стержней подколонника принимается не менее 12 мм, остальная арматура назначается класса В500.

Арматурные сетки в подошву фундамента ставятся с защитным слоем бетона:

- $a_b \geq 35$ мм - в сборных фундаментах;
- $a_b \geq 40$ мм – в монолитных фундаментах при наличии бетонной подготовки (бетонная подготовка под фундаментами выполняется толщиной 100 мм из бетона класса В5);
- $a_b \geq 70$ мм - монолитных фундаментах при отсутствии бетонной подготовки.

В фундаментах под сборные железобетонные колонны устраивается стакан, толщина стенок которого должна быть не менее 150 мм. Глубина стакана принимается из учета надежной заделки колонны в фундаменте. Заделка колонн принимается $(1-1,5)h_c$, где h_c - ширина сечения колонны, и не менее $(25-30)d_c$, где d_c - диаметр продольной рабочей арматуры колонны. Под колонной в стакане предусматривается зазор 50 мм, необходимый для установки колонны точно на проектной отметке в фундаменте (перед установкой колонны в стакане выполняется цементная стяжка до отметки, соответствующей проектной отметке низа колонны). Зазор между колонной и стенками стакана фундамента плотно заполняется бетоном на мелком заполнителе (рис. 12.5).

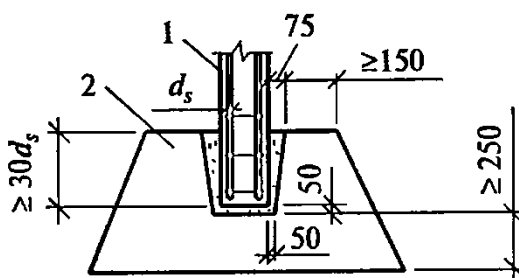


Рис. 12.5. Глубина стакана фундамента: 1 — колонна; 2 — фундамент

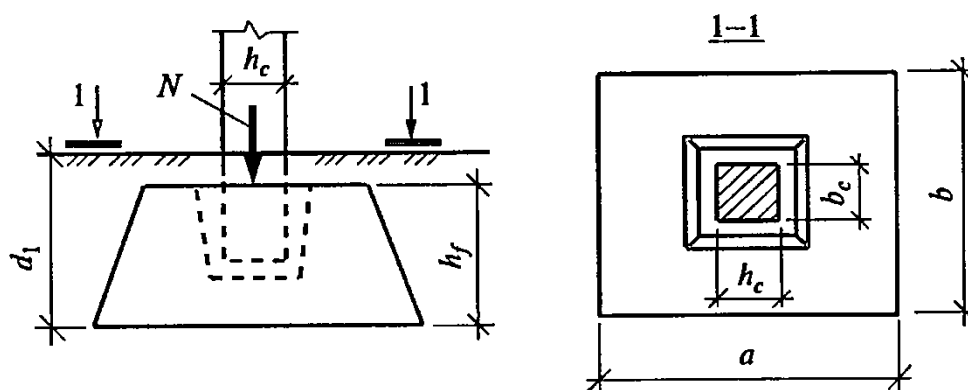


Рис. 12.6. Обозначения, принятые при расчете фундамента

Расчет отдельно стоящего центрально-сжатого фундамента

- расчет площади арматуры фундамента

Расчет прочности тела фундамента (рис. 12.6) в отличие от расчета основания ведется по первой группе предельных состояний, поэтому используется расчетная нагрузка N . Под подошвой

фундамента от действия нагрузки возникает отпор грунта (реакция) $p = N/A_f$ (кН/м²), фундамент деформируется, происходит изгиб подошвы фундамента (рис. 12.7). При этом может происходить его разрушение за счет образования трещин по нормальным сечениям, т.е. подошва фундамента работает как плита. Арматура, поставленная в нижней части фундамента (арматурные сетки), воспринимает растягивающие напряжения. Расчетom необходимо проверить сечение по краю колонны и те места, где происходит изменение высоты фундамента, которые являются наиболее опасными (сечения 1-1, 2-2, рис. 12.8).

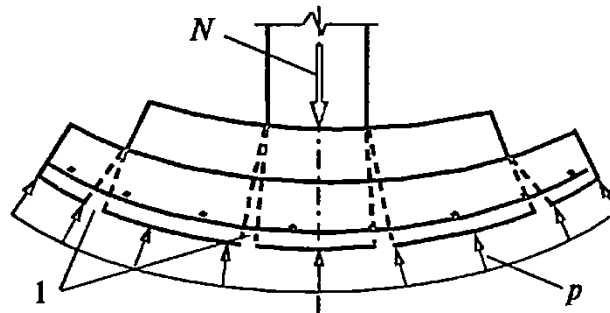


Рис. 12.7. Характер деформации фундамента: 1 – трещины

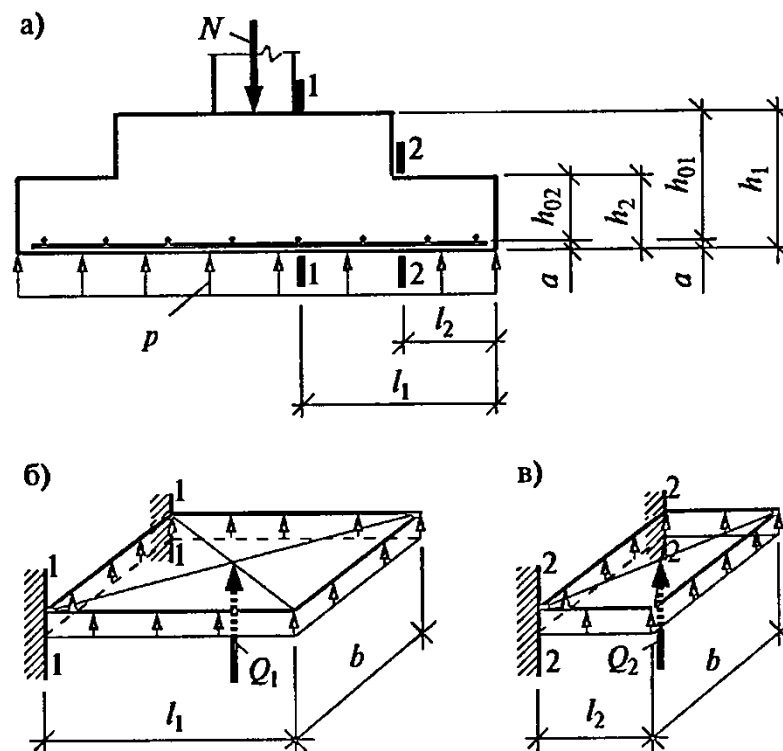


Рис. 12.8. К расчету арматуры фундамента: а) расчетные сечения фундамента; б) часть подошвы фундамента, отсеченная сечением 1-1; в) то же сечением 2-2

Из сказанного понятно, что арматура подошвы фундамента рассчитывается как арматура изгибаемых элементов, воспринимающая растягивающие усилия, возникающие в растянутой зоне бетона. Для определения изгибающего момента в сечении 1-1 рассматриваем отсеченную сечением часть фундамента как консоль, равномерно загруженную снизу реакцией грунта p .

Равнодействующая реакции грунта на отсеченной части Q приложена в центре тяжести консоли, для сечений 1-1, 2-2 соответственно: Q_1, Q_2 :

$$Q_1 = pl_1b_f;$$

$$Q_2 = pl_2b_f$$

Момент, возникающий в сечении 1-1, определяется как произведение равнодействующей Q_1 на расстояние от равнодействующей до сечения:

$$M_1 = Q_1 \frac{l_1}{2} = \frac{pl_1^2 b_f}{2}$$

аналогично можно определить изгибающий момент для сечения 2-2:

$$M_2 = Q_2 \frac{l_2}{2} = \frac{pl_2^2 b_f}{2}$$

Требуемая площадь арматуры определяется из формулы

$$A_s = \frac{M}{0,9h_0R_s}$$

При нахождении площади арматуры в уравнение соответственно подставляется M_1 , или M_2 и соответствующая рассчитываемым сечениям рабочая высота h_{01} или h_{02} .

- *расчет на продавливание*

Разрушение фундамента может также происходить от продавливания колонной фундамента. При расчете на продавливание рассматривают расчетное поперечное сечение, расположенное вокруг зоны передачи нагрузки на расстояние $h_0/2$ нормально к его продольной оси (рис. 12.9).

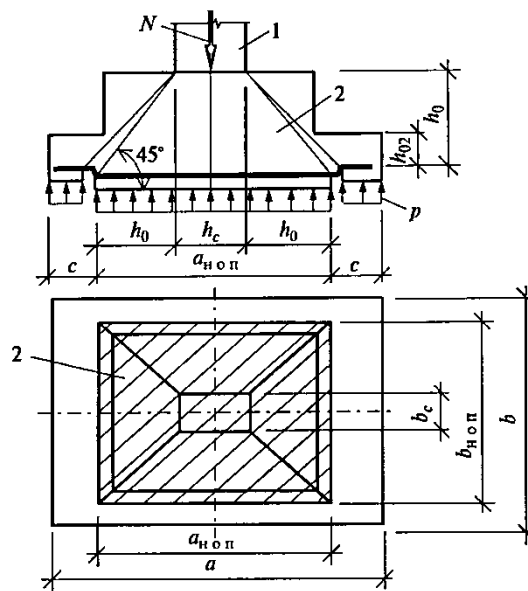


Рис. 12.9 Продавливание фундамента
1 – колонна, 2 – пирамида продавливания

В фундаментах должно выполняться условие прочности на продавливание:

$$F < F_{b,ult}$$

где F – сосредоточенная сила от внешней нагрузки, $F = N - p (A_f - ab)$; p – давление под подошвой фундамента, $p = N/A_f$; A_f – площадь подошвы фундамента;

$$F_{b,ult} = R_{bt} A_b$$

R_{bt} – расчетное сопротивление бетона растяжению; A_b – площадь боковых поверхностей расчетного поперечного сечения;

$$A_b = u h_0$$

где u – периметр контура расчетных поперечных сечений, $u = 2a + 2b$, a, b – размеры основания контура расчетных поперечных сечений; h_0 – приведенная рабочая высота сечения, $h_0 = 0,5 (h_{0x} + h_{0y})$, где h_{0x} и h_{0y} – рабочая высота сечения для продольной арматуры, расположенной соответственно в направлении осей X и Y .

Расчет ленточных центрально-сжатых фундаментов по материалу

Расчет прочности ленточных фундаментов заключается в определении арматуры в подушке фундамента и проверке достаточности высоты подушки на действие поперечной силы. В случае если в ленточном фундаменте не требуется установки подушки, то расчет прочности по материалу не проводится, а просто назначается класс прочности бетона фундамента.

Как и отдельно стоящие фундаменты, ленточный фундамент по прочности рассчитывается на действие расчетных нагрузок. Как уже отмечалось, нагрузка на ленточный фундамент собирается на условно вырезанный метр длины фундамента. Расчетное сечение принимается по краю фундаментных блоков (рис. 12.11).

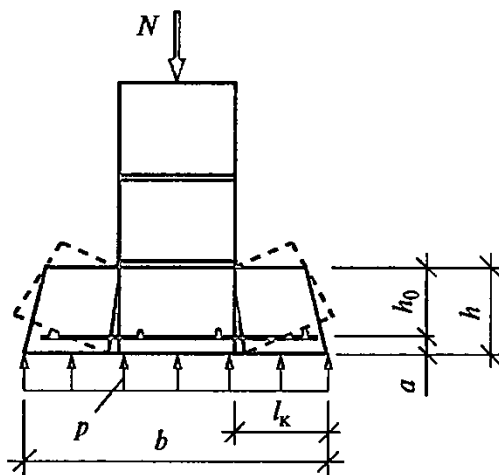


Рис. 12.11. Характер разрушения ленточного фундамента

Расчет фундамента по материалу в общем случае проводится в следующей последовательности.

1. Определяют давление под подошвой фундамента: $p = N/b_f$.
2. Находят поперечную силу, приходящуюся на консольный участок подушки: $Q = pl_k$.
3. Определяют изгибающий момент, действующий на консольный участок подушки: $M = Ql_k/2$.
4. Определяют требуемую площадь арматуры, приходящейся на один погонный метр фундаментной подушки:

$$A_s = \frac{M}{0,9h_0R_s}$$

5. Принимают шаг постановки стержней арматуры в сетке (100-200 мм) и по сортаменту арматуры (Приложение 3) назначают ее диаметр, учитывая, что требуемая площадь арматуры определена на один погонный метр фундаментной подушки;
6. Проверяют достаточность высоты подушки. Так как фундаментная подушка не имеет поперечных стержней, необходимо, чтобы выполнялось условие $Q \leq 0,5R_{bt}bh_0$ (см. расчет железобетонных изгибаемых элементов). В уравнении проверяемая на прочность ширина подушки $b = 100$ см (условно вырезанная полоса шириной 1 м).

Лекция № 31: «Свайные фундаменты»

Сваи представляют собой стержни, погруженные в грунт или изготовленные в грунте и передающие нагрузки от сооружения грунту.

Верхние части свай объединяются плитой или балкой, которые называются *ростверком*. Ростверк передает нагрузки от сооружения на сваи и обеспечивает их совместную работу. *Сваи с ростверком составляют свайный фундамент*. В ряде случаев применяют безростверковые свайные фундаменты, к ним относят сваи-колонны и одиночные сваи, на которые надевают специальные оголовки. Свайные фундаменты проектируют на основе инженерно-геологических и гидрологических условий строительной площадки в соответствии с указаниями СНиП 2.02.03-85 «Свайные фундаменты».

Выполнение свайных фундаментов не требует устройства больших котлованов и траншей. Вместе с тем сваи позволяют передавать нагрузки на плотные грунты, лежащие глубоко от поверхности, обладающие большей несущей способностью, чем грунты, лежащие вблизи поверхности земли. При соответствующих способах погружения свай они дополнительно могут уплотнять слабые грунты.

Классификация свай

По материалу сваи могут изготавливаться железобетонными, бетонными, стальными, деревянными. Выбор материала свай определяется гидрогеологическими условиями, особенностями возводимого сооружения, применяемым для устройства свай оборудованием и другими факторами.

По способу изготовления и заглубления в грунт различают следующие виды свай: сборные и монолитные, забивные, вдавливаемые, завинчиваемые, буроопускные, буронабивные, в том числе с уплотненным забоем, набивные в пробивных скважинах, виброштампованные. Применение различного вида свай должно обосновываться технико-экономическими расчетами.

Для забивных свай чаще всего используются железобетонные сваи, они могут применяться независимо от уровня грунтовых вод и в любых грунтах при отсутствии включений валунов. Стальные и деревянные сваи используются редко. Погружение в грунт забивных свай выполняют при помощи молотов, вибропогружателей (вибрация ослабляет сцепление между зернами грунта и между грунтом и свайей и способствует погружению свай в грунт), вибровдавливающих и вдавливающих устройств.

Железобетонные сваи изготавливают сплошного сечения (квадратные, прямоугольные, круглые и др.) и пустотелые с открытым или закрытым нижним концом. Круглые пустотелые сваи большого диаметра (обычно 100-160 см) называются сваями оболочками.

Сваи без поперечного армирования ствола (рис. 12.12, а), применяют для восприятия вдавливающих нагрузок до 500 кН и горизонтальных нагрузок до 15 кН при условии полного погружения свай в грунт и в случае, если часть сваи выступает до 2 м над поверхностью грунта и находится внутри помещения с положительными температурами.

Сваи с поперечным армированием ствола (рис. 12.12, б) рекомендуется применять для всех видов зданий и сооружений в любых грунтах для восприятия вдавливающих, выдергивающих и горизонтальных нагрузок.

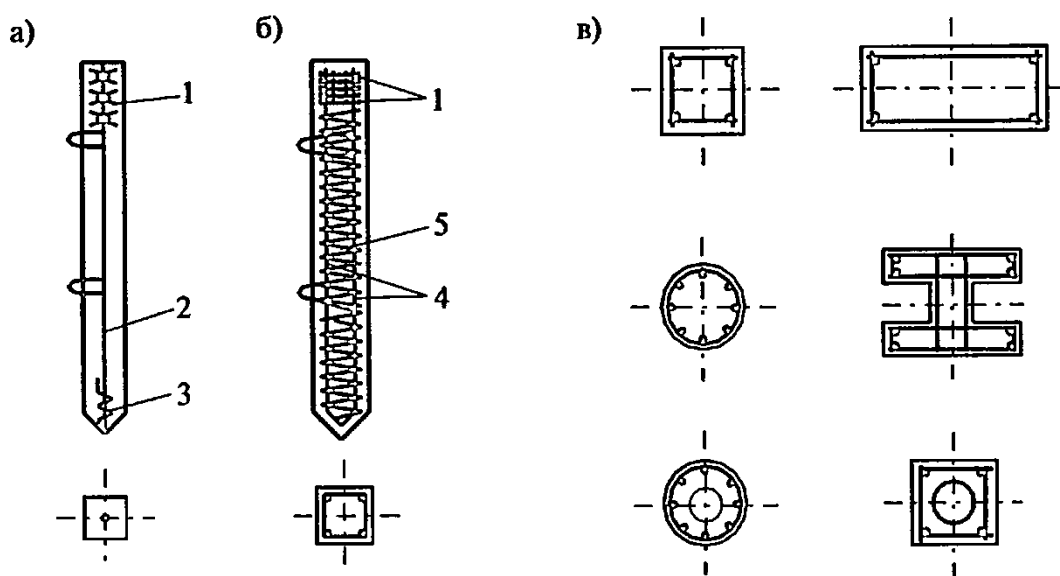


Рис. 12.12. Армирование свай; формы поперечного сечения свай:
а) свая без поперечного армирования; б) свая с поперечным армированием;
в) сечения свай; 1 — арматурные сетки; 2 — предварительно напряженный стержень; 3 — арматурная спираль; 4 — стержни арматурного каркаса; 5 — навивка арматуры в виде спирали

Наряду с забивными сваями достаточно часто применяют набивные и буронабивные сваи (рис. 12.13). Набивные сваи изготавливают в скважине, предварительно пробитой в грунте. При пробивке грунт уплотняется, и за счет уплотнения повышается несущая способность свай. Набивные сваи выполняются диаметрами до 1,2 м включительно, длиной до 50 м.

Набивные сваи различаются по способам изготовления. Так, набивные виброштампованные сваи изготавливаются путем заполнения скважин жесткой бетонной смесью, уплотняемой виброштампом в виде трубы с заостренным нижним концом и закрепленным на ней вибропогружателем. В случае возможного обрушения стенок скважины применяют набивные сваи с извлекаемой или с неизвлекаемой оболочкой. При их изготовлении в пробитую скважину

опускается инвентарная труба, нижний конец которой закрыт бетонной пробкой, в трубу подается бетонная смесь, и по мере заполнения трубы бетоном она извлекается из скважины, бетон при уплотнении вдавливаются в грунт. Бетонная пробка остается под нижним концом сваи. При необходимости после заполнения бетонной смесью оставляют также и трубы, которые в этом случае являются оболочкой сваи.

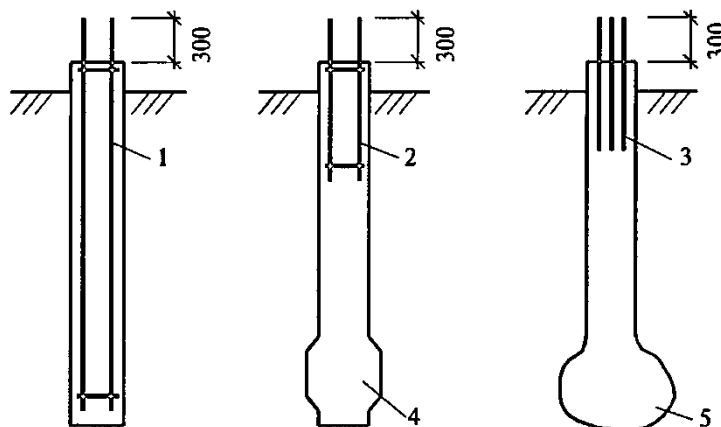


Рис. 12.13. Буронабивные сваи:
1 — арматурный каркас на всю длину сваи;
2 — арматурный каркас в верхней части сваи; 3 — арматурные стержни;
4 — уширенная пята сваи, выполненная механическим способом;
5 — уширенная пята сваи, выполненная камуфлетным взрывом

Для увеличения несущей способности набивных свай внизу сваи может выполняться уширенная пята. Для ее устройства в нижней части скважины механическим способом или камуфлетным взрывом выполняется полость, которая после заполнения бетоном и образует уширенную пята.

Буронабивные сваи изготавливают в заранее пробуренных скважинах. По способам изготовления и размерам они выполняются аналогично набивным сваям.

Набивные и буронабивные сваи могут усиливаться арматурой. Арматурные каркасы ставятся на всю длину или только в верхней части сваи. Выпуски арматуры позволяют обеспечить связь свай с ростверком.

Недостатком набивных и буронабивных свай является сложность контроля за качеством выполненных свай. Пробные раскопки свай иногда выявляют, что бетон свай расчленен осыпавшимся со стенок скважины грунтом, особенно часто это случается при выполнении свай малого диаметра, а оставлять в грунте инвентарные трубы дорого. Вместе с тем буронабивные сваи позволяют производить работы практически без сотрясений земли, что важно при выполнении работ вблизи существующих зданий, целостность которых может нарушаться при забивке свай.

Известные конструкции свай очень разнообразны и по формам поперечного сечения, и по формам продольного сечения, и по способам заглубления в грунт или изготовления в грунте, и по конструкции различных элементов (ствола, оголовка, острия свай, армирования и т.п.). Рассмотренные конструкции свай наиболее простые и достаточно часто применяются в строительстве.

Работа свай в грунте

По характеру работы сваи различаются на сваи-стойки и висячие сваи. *Сваи-стойки* опираются на скальные или практически несжимаемые грунты (рис. 12.14, а). Под действием вдавливающей силы такие сваи практически не получают осадки, и, соответственно, между свайей и грунтом не возникают силы трения. Вся нагрузка, приложенная на сваю-стойку, передается по стволу сваи на грунт через острие сваи.

Висячие сваи опираются на сжимаемые грунты. Под нагрузкой они получают осадку; соответственно, между поверхностью сваи и грунтом возникают силы трения, а также грунт оказывает сопротивление острию сваи (рис. 12.14, б).

Проектируя свайные фундаменты, учитывают, что нижние концы забивных свай, как правило, должны заглубляться в прочные грунты, прорезая слабые напластования. Сваи, опирающиеся на крупнообломочные, гравелистые и средней крупности песчаные грунты, пылевато-глинистые грунты с показателем текучести $I_L \leq 0,1$, заглубляются в них не менее 0,5 м, а в прочие грунты, принятые за основание свай, должны заглубляться не менее чем на 1,0 м.

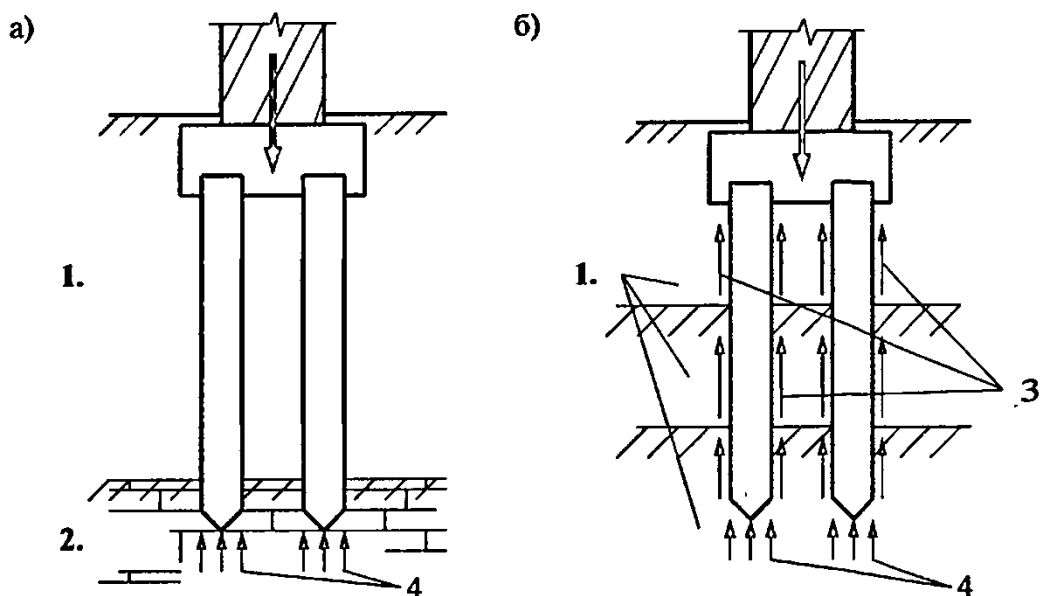


Рис. 12.14. Свайные фундаменты:

а) на сваях-стойках; б) на висячих сваях; 1 — сжимаемые грунты; 2 — скальные или малосжимаемые грунты; 3 — силы сопротивления по боковой поверхности сваи; 4 — силы сопротивления острию сваи

Расчет свайных фундаментов

Расчет свайных фундаментов и их оснований проводится по двум группам предельных состояний.

К расчетам свайных фундаментов по предельным состояниям первой группы относят:

а) расчеты по прочности материала свай и ростверка (сами сваи должны выдерживать приложенную на них нагрузку, а ростверк, работающий как балка или плита, должен быть соответственно рассчитан);

б) расчеты несущей способности грунта основания свай;

в) расчеты несущей способности основания свайных фундаментов, если есть вероятность нарушения целостности основания (например, при расположении свайного фундамента на откосе возможен сдвиг откоса вместе с фундаментом).

К расчетам свайных фундаментов по предельным состояниям второй группы относят:

а) расчеты осадок свай и свайных фундаментов от вертикальных нагрузок и перемещений свай от действия горизонтальных нагрузок;

б) расчеты по образованию и раскрытию трещин в конструкциях свайных фундаментов.

Различают несколько способов определения несущей способности свай. Сваи могут рассчитываться по таблицам и формулам или по данным полевых исследований: по результатам статического зондирования; по результатам испытаний свай статическими или динамическими нагрузками. Чем полнее данные о работе грунтов, тем надежней и экономичней получается запроектированный фундамент, но проведение значительных исследований достаточно дорого и требует времени.

Расчет свай-стоек

Несущую способность F_d , кН, забивной сваи, сваи-оболочки, набивной и буровой сваи, опирающихся на скальный или малосжимаемый грунт, следует определять по формуле

$$F_d = \gamma_c R A$$

где γ_c - коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый $\gamma_c = 1$; A - площадь опирания сваи на грунт, м^2 , принимаемая для сплошного сечения равной площади поперечного сечения, а для свай полых круглого сечения и сваи-оболочек - равной площади поперечного сечения нетто при отсутствии заполнения их полости бетоном и равной площади поперечного сечения брутто при заполнении этой полости бетоном на высоту не менее трех ее диаметров; R - расчетное

сопротивление грунта под нижним концом сваи-стойки, кПа, следует принимать для всех видов забивных свай, опирающихся на скальные и малосжимаемые грунты, $R = 20\ 000$ кПа; для остальных свай - см. п. 4.1 СНиП 2.02.03-85.

Расчет висячих свай

Несущую способность грунта основания F_d , кН, висячей забивной сваи и сваи-оболочки, погружаемой без выемки грунта, работающих на сжимающую нагрузку, следует определять как сумму сил расчетных сопротивлений грунтов основания под нижним концом сваи и на ее боковой поверхности по формуле

$$F_d = \gamma_c(\gamma_{cR}RA + u \sum \gamma_{cf}f_i h_i)$$

где γ_c - коэффициент условий работы сваи в грунте, принимаемый $\gamma_c = 1$; R - расчетное сопротивление грунта под нижним концом сваи-стойки, кПа, принимаемое по табл. 12.1; u - наружный периметр поперечного сечения сваи, м; f_i - расчетное сопротивление i -го слоя грунта основания на боковой поверхности сваи, кПа, принимаемое по табл. 12.2; h_i - толщина i -го слоя грунта, соприкасающегося с боковой поверхностью сваи; γ_{cR}, γ_{cf} - коэффициенты условия работы грунта соответственно под нижним концом и на боковой поверхности сваи, учитывающие влияние способа погружения сваи на расчетное сопротивление грунта и принимаемые по табл. 12.3.

Свайные ростверки

По положению относительно поверхности земли свайные ростверки разделяются на низкие и высокие. В низком свайном ростверке подошва ростверка располагается ниже отметки спланированного грунта, в высоком - выше. В основном высокие ростверки применяют при строительстве мостов и в гидротехническом строительстве. В гражданском строительстве при наличии подвалов внутренние стены могут располагаться на ростверке, поднятом над поверхностью грунта (обычно не более 2 м).

При устройстве ростверка под стены сваи располагаются рядами, обычно в 1 или 2 ряда, либо рядами в шахматном порядке (рис. 12.15). Ростверки под колонны и столбы гражданских и промышленных зданий и сооружений опираются на кусты свай, сваи в которых также располагаются рядами или в шахматном порядке (рис. 12.16, 12.18).

Расстояние между осями забивных висячих свай должно быть не менее $3d$ (где d - или диаметр круглого, или сторона квадратного, или большая сторона прямоугольного поперечного сечения ствола сваи), а свай-стоек - не менее $1,5d$.

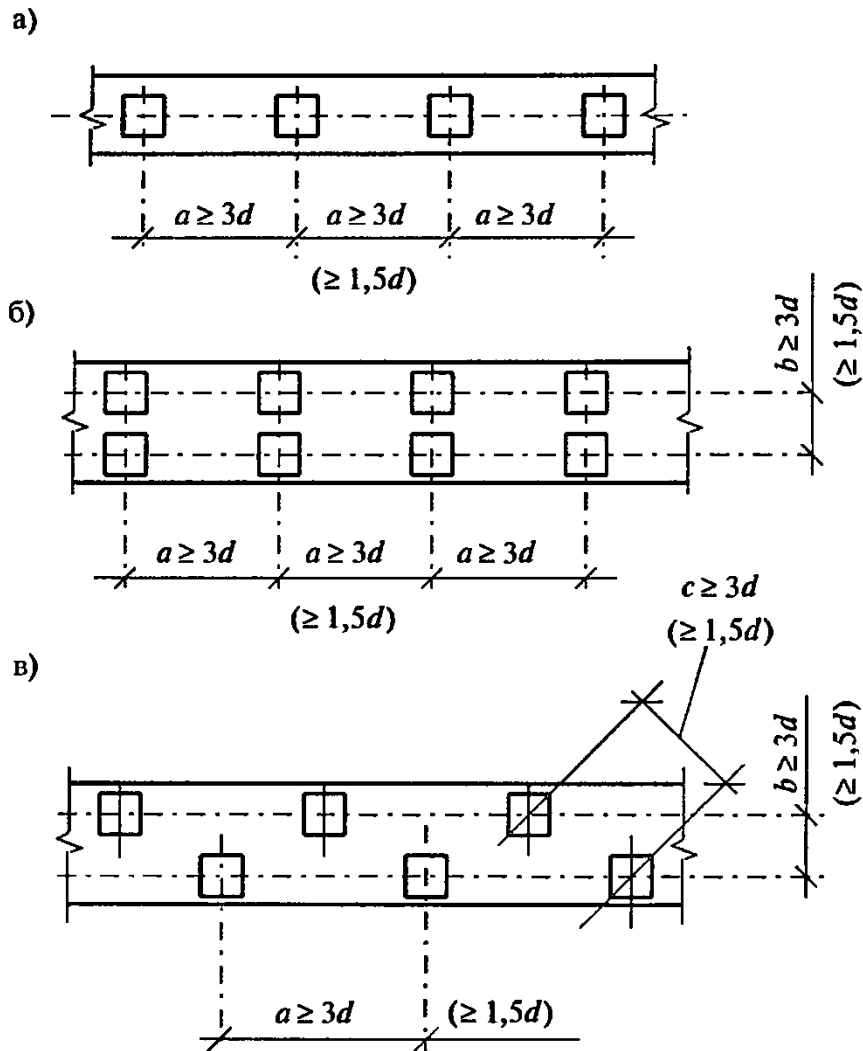


Рис. 12.15. Расположение свай в ленточных ростверках:
а) в один ряд; б) в два ряда; в) в шахматном порядке

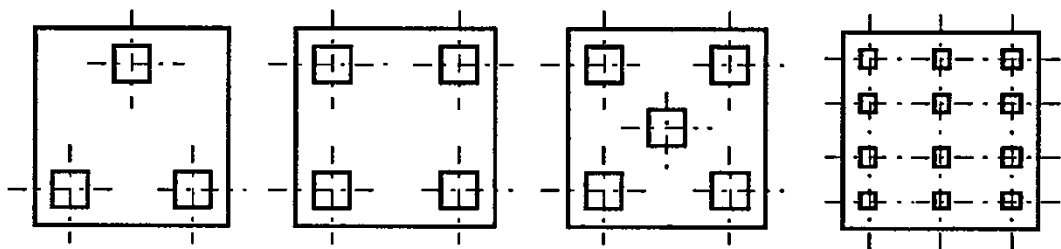


Рис. 12.16. Расположение свай в ростверках под колонны и столбы

Расстояние в свету между стволами буровых, набивных свай и свай-оболочек, а также скважинами свай-столбов должно быть не менее 1,0 м.

Чаще всего ростверки выполняются монолитными, но применяются и сборные ростверки. Монолитные ростверки выполняются из бетона класса не ниже В12,5; сборные - из бетона класса не ниже В15.

Размеры железобетонных забивных свай принимаются обычно 300×300 , 350×350 , 400×400 мм. Сваи заделываются в ростверк на 50 - 100 мм, при этом заделка считается шарнирной. При заделке головы сваи в ростверк не менее чем на 300 мм заделка считается жесткой (рис. 12.17). Выбор типа сопряжения свай с ростверком зависит от конструктивной схемы здания или сооружения, наличия и величины горизонтальных нагрузок, а также соотношения между горизонтальными и вертикальными нагрузками.

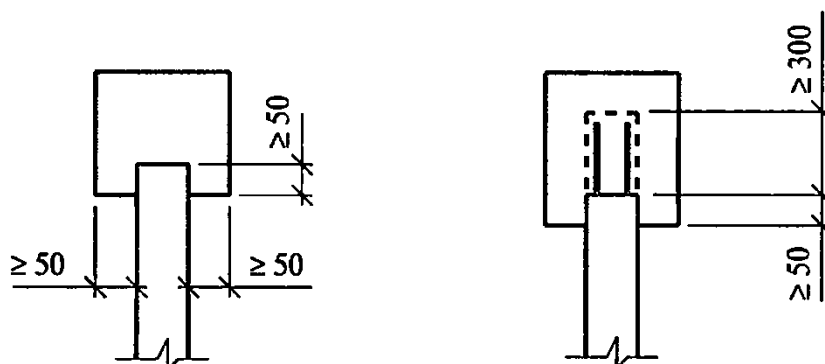


Рис. 12.17. Сопряжение ростверка со сваями:
а) шарнирное сопряжение ростверка со сваяй;
б) жесткое сопряжение ростверка со сваяй

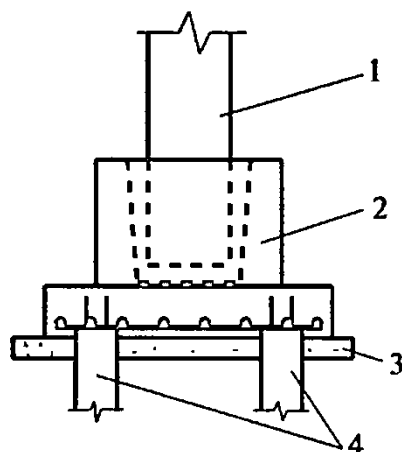


Рис. 12.18. Свайный фундамент под сборную железобетонную колонну:
1 — колонна; 2 — ростверк; 3 — подготовка; 4 — сваи

Ширина ростверков под стены принимается не менее 400 мм, высота не менее 300 мм. Конструкция ростверков под колонны зависит от конструкции и материала колонн и других факторов.

При строительстве на пучинистых грунтах необходимо предусматривать меры, предотвращающие или уменьшающие влияние сил морозного пучения грунта на свайный ростверк (обычно устраивается подготовка из щебня, крупного песка толщиной до 200 мм).

Расчетные сопротивления под нижнем концом свай (табл. 1 СНиП 2.02.03-85)

Глубина погружения нижнего конца свай, м	Расчетные сопротивления под нижним концом забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, R , кПа						
	песчаных грунтов средней плотности						
	гравелистых	крупных	-	средней крупности	мелких	пылеватых	-
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести I_L , равном						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	7500	<u>6600</u> 4000	3000	<u>3100</u> 2000	<u>2000</u> 1200	1100	600
4	8300	<u>6800</u> 5100	3800	<u>3200</u> 2500	<u>2100</u> 1600	1250	700
5	8800	<u>7000</u> 6200	4000	<u>3400</u> 2800	<u>2200</u> 2000	1300	800
7	9700	<u>7300</u> 6900	4300	<u>3700</u> 3300	<u>2400</u> 2200	1400	850
10	10500	<u>7700</u> 7300	5000	<u>4000</u> 3500	<u>2600</u> 2400	1500	900
15	11700	<u>8200</u> 7500	5600	<u>4400</u> 4000	2900	1650	1000
20	12600	8500	6200	<u>4800</u> 4500	3200	1800	1100
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
30	14200	9500	7400	5600	3800	2100	1300
35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

Примечания: 1. Над чертой даны значения R для песчаных грунтов, под чертой - для пылевато-глинистых.

2. В табл. 12.1 и 12.2 глубину погружения нижнего конца свай и среднюю глубину расположения слоя грунта при планировке территории срезкой, подсыпкой, намывом до 3 м следует принимать от уровня природного рельефа, а при срезке, подсыпке, намыве от 3 до 10 м - от условной отметки, расположенной соответственно на 3 м выше уровня срезки или на 3 м ниже уровня подсыпки.

Глубину погружения нижнего конца свай и среднюю глубину расположения слоя грунта в водоеме следует принимать от уровня дна после общего размыва расчетным паводком, на болотах - от уровня дна болота. При проектировании путепроводов через выемки глубиной до 6 м для свай, забиваемых молотами без подмыва или устройства лидерных скважин, глубину погружения в грунт нижнего конца свай в таблице следует принимать от уровня природного рельефа в месте сооружения фундамента. Для выемок глубиной более 6 м глубину погружения свай следует принимать как для выемок глубиной 6 м.

3. Для промежуточных глубин погружения свай и промежуточных значений показателя текучести I_L пылевато-глинистых грунтов значения R и f_i в таблице определяются интерполяцией.

4. Для плотных песчаных грунтов, степень плотности которых определена по данным статического зондирования, значения R по табл. 1 для свай, погруженных без использования подмыва или лидерных скважин, следует увеличить на 100 %. При определении степени плотности грунта по данным других видов инженерных изысканий и отсутствии данных статического зондирования для плотных песков значения R по таблице следует увеличить на 60 %, но не более чем до 20 000 кПа (2000 тс/м²).

5. Значения расчетных сопротивлений R по таблице допускается использовать при условии, если заглубление свай в неразмываемый и несрезаемый грунт составляет не менее, м:

4,0 - для мостов и гидротехнических сооружений;

3,0 - для зданий и прочих сооружений;

6. Значения расчетного сопротивления R под нижним концом забивных свай сечением 0,15×0,15 м и менее, используемых в качестве фундаментов под внутренние перегородки одноэтажных производственных зданий, допускается увеличивать на 20 %.

7. Для супесей при числе пластичности $I_p \leq 4$ и коэффициенте пористости $e < 0,8$ расчетные сопротивления R и f_i следует определять как для пылеватых песков средней плотности.

Расчетные сопротивления по боковой поверхности свай (табл. 2 СНиП 2.02.03-85)

Средняя глубина расположения слоя грунта, м	Расчетные сопротивления на боковой поверхности забивных свай и свай-оболочек f_i , кПа								
	песчаных грунтов средней плотности								
	крупных и средней крупности	мелких	пылеватых	-	-	-	-	-	-
	пылевато-глинистых грунтов при показателе текучести I_L равном								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	5
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

Примечания: 1. При определении расчетного сопротивления грунта на боковой поверхности свай f_i по таблице следует учитывать требования, изложенные в примеч. 2 и 3 к табл. 12.1

2. При определении по таблице расчетных сопротивлений грунтов на боковой поверхности свай f_i пласты грунтов следует расчленять на однородные слои толщиной не более 2 м.

3. Значения расчетного сопротивления плотных песчаных грунтов на боковой поверхности свай f_i следует увеличивать на 30 % по сравнению со значениями, приведенными в таблице.

4. Расчетные сопротивления супесей и суглинков с коэффициентом пористости $e < 0,5$ и глин с коэффициентом пористости $e < 0,6$ следует увеличивать на 15 % по сравнению со значениями, приведенными в таблице, при любых значениях показателя текучести.

Таблица 12.3

Коэффициенты условий работы грунта (табл. 3 СНиП 2.02.03-85)

Способы погружения забивных свай и свай-оболочек, погружаемых без выемки грунта, и виды грунтов	Коэффициенты условий работы грунта при расчете несущей способности свай	
	под нижним концом γ_{CR}	на боковой поверхности γ_{CF}
1. Погружение сплошных и полых с закрытым нижним концом свай механическими (подвесными), паровоздушными и дизельными молотами	1,0	1,0
2. Погружение забивкой и вдавливанием в предварительно пробуренные лидерные скважины с заглублением концов свай не менее 1 м ниже забоя скважины при ее диаметре:		
а) равном стороне квадратной сваи	1,0	0,5
б) на 0,05 м менее стороны квадратной сваи	1,0	0,6
в) на 0,15 м менее стороны квадратной или диаметра сваи круглого сечения (для опор линий электропередачи)	1,0	1,0
Для других способов погружения свай значения коэффициентов см. по табл. 3 СНиП 2.02.03-85		