

БЕЛОРУССКИЙ НАЦИОНАЛЬНЫЙ ТЕХНИЧЕСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ

Факультет

Строительный

Кафедра

Железобетонные и каменные конструкции

СОГЛАСОВАНО

СОГЛАСОВАНО

Заведующий кафедрой

Декан

В.Ф. Зверев

С.Н. Леонович

_____ 2019

_____ 2019

ЭЛЕКТРОННЫЙ УЧЕБНО-МЕТОДИЧЕСКИЙ КОМПЛЕКС ПО УЧЕБНОЙ
ДИСЦИПЛИНЕ

ИНЖЕНЕРНЫЕ КОНСТРУКЦИИ

для специальностей

1-69 01 01 – «Архитектура»

1-69 01 02 – «Архитектурный дизайн»

Составители: Ловыгин А.Н., Зверев В.Ф., Бондарь В.В., Гринёв
В.В., Хотько А.А., Коледа С.М.

Рассмотрено и утверждено

На заседании Совета строительного факультета «26» декабря 2018
протокол № 4

Составители:

А.Н. Ловыгин, В.Ф. Зверев, В.В. Бондарь, В.В. Гринёв, А.А. Хотько, С.М. Коледа

Рецензенты:

Т.М. Пецольд д-р. техн. наук, главный научный сотрудник РУП «Институт жилища – НИПТИС им. Атаева С.С.»

Е.Г. Кремнев канд. техн. наук, зав. кафедрой «Строительные конструкции» Полоцкого государственного университета

Учебно-методическое пособие содержит курс изучения железобетонных, каменных, металлических и деревянных конструкций, в соответствии с программой дисциплины и в соответствии требованиями действующих норм проектирования ТКП EN 1992-1-1-2009*, ТКП 45-5.03-308-2017, ТКП EN 1993-1-1-2009, ТКП EN 1995-1-1-2009. Даны необходимые ссылки на учебную и нормативную литературу.

Учебно-методическое пособие предназначено для студентов специальностей 1-69 01 01 – “Архитектура”, 1-69 01 02 – “Архитектурный дизайн”, а так же может быть использовано при изучении курса студентами других специальностей

© БНТУ, 2019 © А. Н. Ловыгин, В. Ф. Зверев, В. А. Бондарь, В. В. Гринёв, А. А. Хотько, С. М. Коледа
--

Содержание

Цели и задачи дисциплины	5
Введение.....	8
Здания и сооружения	10
Раздел 1. Железобетонные конструкции	11
Тема 1.1. Общие сведения о железобетоне. Основные физико-механические свойства бетона. Классификация бетонов. Классы бетона. Марки бетона	11
Тема 1.2 Арматура для железобетонных конструкций. Арматурные изделия. Сущность предварительного напряжения конструкций. Потери предварительного напряжения.....	25
Тема 1.3 Теория сопротивления железобетона в конструкциях внешним воздействиям. Основные положения методов расчета железобетонных конструкций по допускаемым напряжениям и разрушающим усилиям. Метод расчета конструкции по предельным состояниям. Основные требования, предъявляемые к строительным конструкциям. Воздействия (нагрузки) на железобетонные конструкции в методе предельных состояний. Основные требования к железобетонным конструкциям	35
Тема 1.4 Классификация методов расчета железобетонных конструкций. Общий деформационный метод расчета. Упрощенный деформационный метод расчета.....	53
Тема 1.5 Расчет изгибаемых элементов прямоугольного сечения и таврового профиля по сечениям нормальным к продольной оси элементов. Расчет изгибаемых элементов тавровой формы сечения	58
Тема 1.6 Расчет прочности сечений изгибаемых элементов по сечениям наклонным к продольной оси железобетонных конструкций без поперечного армирования. Расчет элементов с поперечным армированием	65
Тема 1.7 Расчет сжатых и растянутых элементов железобетонных конструкций. Величина случайного эксцентриситета. Сжатые элементы со случайным эксцентриситетом. Внецентренно-сжатые элементы. Центральные и внецентренно растянутые элементы	70
Тема 1.8 Расчет железобетонных конструкций по эксплуатационной пригодности. Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси. Расчет железобетонных конструкций по деформациям	77
Тема 1.9 Железобетонные конструкции гражданских зданий. Общие принципы проектирования многоэтажных зданий. Конструктивные решения многоэтажных промышленных зданий.	85
Тема 1.10 Железобетонные конструкции одноэтажных промышленных зданий. Классификация одноэтажных производственных зданий по конструктивным признакам.	98
Перечень контрольных вопросов по 1 разделу.	105
Содержание практических занятий по разделу 1	108

Раздел 2. Каменные и армокаменные конструкции	118
Тема 2.1 Материалы и изделия каменных конструкций.	
Конструктивные схемы зданий и стен. Каменные материалы (кирпич, камни, блоки, панели). Прочностные характеристики материалов.	
Растворы. Арматура для каменной кладки.	118
Тема 2.2 Каменные кладки. Классификация и виды кладок	132
Тема 2.3 Расчет каменных и армокаменных конструкций зданий.	
Общие положения. Расчет каменных и армокаменных конструкций по несущей способности при центральном и внецентренном сжатии	135
Перечень контрольных вопросов по разделу 2.	141
Содержание практических занятий по разделу 2	142
Раздел 3. Металлические конструкции	147
Тема 3.1. Краткий исторический очерк. Области применения металлических конструкций	147
Тема 3.2. Механические характеристики сталей.	
Характеристические и расчетные параметры сталей. Сварные соединения. Болтовые соединения.....	152
Тема 3.3 Расчет изгибаемых элементов по предельным состояниям несущей способности (общие сведения)	163
Перечень контрольных вопросов по разделу 3.	167
Содержание практических занятий по разделу 3	168
Раздел 4. Деревянные конструкции	175
Тема 4.1. Породы древесины. Достоинства и недостатки древесины. Физико-механические свойства древесины. Характеристические и расчетные значения прочностных и упругих характеристик материалов	175
Тема 4.2. Расчет центрально растянутых, сжатых и изгибаемых элементов деревянных конструкций	184
Тема 4.3. Соединения элементов деревянных конструкций	196
Перечень контрольных вопросов по разделу 4.	205
Содержание практических занятий по разделу 4	206

Цели и задачи дисциплины

Курс «Инженерные конструкции» имеет большое значение в общей подготовке специалистов инженерного профиля. Ни одно здание или сооружение нельзя правильно спроектировать, построить и успешно эксплуатировать без знания основополагающих правил данной дисциплины.

Данный, хотя и ограниченный программой курс, включает в себя изучение общих правил расчета и конструирования инженерных, а в общем строительных конструкций зданий и сооружений, работающих в различных условиях в зависимости от их функционально назначения, конструктивных схем и приложенных воздействий. Эти конструкции используются при возведении промышленных и гражданских зданий, различных сооружений в энергетическом, гидротехническом, сельскохозяйственном строительстве и др.

Основной целью изучения дисциплины «Инженерные конструкции» является формирование у будущих архитекторов знаний и практических навыков по расчету и конструированию строительных конструкций зданий и сооружений, отвечающих требованиям прочности, жесткости, трещиностойкости, долговечности, эстетичности в соответствии с требованиями норм технической документации, технологии изготовления; дать студентам навыки по расчету конструкций, использованию нормативно-справочной литературы, ознакомить с основными тенденциями развития и перспективами применения различных конструкций в промышленном, гражданском, жилищном и др. строительстве.

Основная задача преподавания дисциплины заключается в том, чтобы научить студентов проектировать конструкции зданий и сооружений, отвечающие всем необходимым требованиям; дать им практические навыки по расчету конструкций, чтобы они могли свободно использовать нормативно-справочную литературу, ознакомить с передовыми тенденциями развития и применения конструкций в капитальном строительстве.

В результате освоения дисциплины будущий специалист должен:

знать:

- физико-механические свойства материалов;
- требования норм по проектированию конструкций зданий и сооружений;
- конструкции и конструктивные системы зданий и сооружений;
- современные требования к расчету и конструированию различных конструкций.

уметь:

- ставить и решать задачи, связанные с проектированием зданий и сооружений, выбором их оптимального конструктивного решения;
- на основании принятого конструктивного решения выполнять расчеты с подбором сечений, назначить требуемые параметры по несущей способности;
- пользоваться нормативной, справочной и специальной литературой (ТКП, СТБ, СНБ, ТК, ГОСТ и др.);

– читать проектную документацию и разрабатывать рабочие чертежи зданий и отдельных конструкций;

Владеть:

– графическими способностями вручную применять полученные знания в эскижном проектировании, положениями требований норм по оформлению проектной документации, компоновке элементов рабочих чертежей зданий в целом и строительных конструкций в отдельности;

– методами использования компьютерных технологий для проектирования и оформления графической части проектов;

– методами оценки несущей способности, жесткости и устойчивости строительных конструкций.

Освоение данной учебной дисциплины обеспечивает формирование следующих компетенций:

– АК-1. Уметь применять базовые научно-теоретические знания для решения теоретических и практических задач.

– АК-4. Уметь работать самостоятельно.

– АК-7. Иметь навыки, связанные с использованием технических устройств, управлением информацией и работой с компьютером.

– АК-9. Уметь учиться, повышать свою квалификацию в течение всей жизни.

– СЛК-1. Обладать качествами гражданственности.

– СЛК-5. Быть способным к критике и самокритике.

– СЛК-6. Уметь работать в команде.

– ПК-10. Проектировать конструктивные схемы зданий и сооружений различного функционального назначения в составе группы специалистов или самостоятельно.

– ПК-12. Выполнять расчеты и конструирование строительных конструкций с использованием методов автоматизированного проектирования.

– ПК-15. Организовать работу по подготовке рефератов, научных статей и заявок на изобретения в области промышленного и гражданского строительства.

– ПК-20. Анализировать оперативную информацию о процессах производства работ на объекте и вырабатывать решения по их оптимизации.

– ПК-24. Разрабатывать практические рекомендации по использованию результатов научных исследований.

– ПК-26. Работать с научной, технической юридической литературой в области строительства.

Для изучения данной дисциплины необходимо усвоить следующие курсы:

– «Теоретическая механика» (раздел статика);

– «Строительная механика» (расчетные схемы рам и отдельных элементов – балок, ферм, стоек);

– «Строительные материалы» (разделы: основные свойства строительных материалов);

– «Архитектура» (разделы: общие сведения о зданиях и сооружениях, требования, объемно планировочные и конструктивные решения гражданских и промышленных зданий и сооружений).

Согласно учебному плану для дневной формы получения высшего образования на изучение учебной дисциплины отведено всего: 150 часов, из них аудиторных – 90 часов.

Распределение аудиторных часов приведено в таблице 1.

Таблица 1*

Дневная форма получения высшего образования							
Курс	Се- местр	Лек- ции час.	Лаборатор- ные занятия час.	Практиче- ские занятия час.	Кон- троль ная ра- бота	Курсо- вой проект	Форма те- кущей аттеста- ции
5	10	30	-	60	КР	-	Защита КР, Экзамен
4**	8	30	-	60	КР	-	Защита КР, Экзамен

* - данный учебно-методический комплекс имеет место для широкого использования, но ограничен по объему информации для студентов специальности 1-70.02.01 «Промышленное и гражданское строительство».

** - специальности «Архитектурный дизайн»

Введение

История развития инженерных конструкций непосредственно связана со строительством зданий и сооружений.

Самые древние постройки, сохранившиеся до настоящего времени – это египетские пирамиды и храмы. Кладка их велась без растворов, камни и блоки удерживались между собой за счет сил трения. Стены и купольные или сводчатые покрытия древних русских зданий возводили из кирпича и природных камней на известковом растворе с добавлением золы, костяной муки и других компонентов.

На Руси с древних времен велось строительство из дерева. Из деревянных конструкций строили практически все жилые дома, дворцы, храмы и крепости.

В начале XIX века в России при строительстве здания Манежа в Москве впервые были применены в покрытии большепролетные деревянные брусчатые треугольные стропильные фермы пролетом 48м, эксплуатируемые буквально до пожара в 80-х годах XX века.

Большое распространение деревянные конструкции получили в России в годы первых пятилеток и Второй мировой войны.

В 50-е гг. XX века начинается производство клееных деревянных конструкций.

В России и ряде стран Европы с начала XVIII века для строительства наряду с камнем и деревом стали применять сталь и железо.

Однако, как показала практика, каменные своды тяжелы, чугунные конструкции также тяжелы и хрупки, имеют сложные сопряжения. Деревянные конструкции сгораемы и при эксплуатации дают большие прогибы. Все это заставило в конце XIX века шире применять в покрытиях сварочное железо. Одним из таких сооружений был купол Казанского Собора в Петербурге пролетом 17,1м, выполненным по проекту А. Н. Воронихина¹.

Широкое использование металлических конструкций стало возможным с появлением и развитием электросварки. Этот способ соединения металлических конструкций позволил снизить трудоемкость и расход материалов.

Массовое применение металлических конструкций показало, что они требуют периодической покраски для защиты от коррозии, а при пожаре быстро теряют свою несущую способность и разрушаются. Потребовался новый, более долговечный, экономичный и огнестойкий материал, которым стал железобетон. История изобретения его относится к 1850г., когда француз Ламбо построил лодку из железобетона.

Первые патенты на изготовление изделий из железобетона были получены французским инженером Жоржем Монье в 1867-1870гг.

В России железобетон начали применять в 1886г. для перекрытий по металлическим балкам.

¹ Андрей Никифорович Воронихин (годы жизни 1759-1814гг) бывший крепостной крестьянин графа Строгонова, получивший волю в 1785г. Стилистика – русский классицизм.

Применение бетона в сочетании со стальной арматурой получало все большее развитие наряду с теориями расчета, технологиями изготовления конструкций, их транспортировки, монтажа и эксплуатации.

На сегодняшний день железобетон является основным композитным материалом применяемым при строительстве зданий и сооружений любого назначения.

В соответствии с вышеизложенной схемой развития и использования материалов в конструкциях курс дисциплины «Инженерные конструкции» строится по принципу:

- 1 раздел – железобетонные конструкции;
- 2 раздел – каменные и армокаменные конструкции;
- 3 раздел – металлические конструкции;
- 4 раздел – деревянные конструкции.

При этом основной курс читаемой дисциплины построен на акценте первых двух разделов, обоснованный указанными выше факторами.

Здания и сооружения

Зданиями называют строительные системы из несущих и ограждающих конструкций, образующих замкнутый объем, для проживания или пребывания людей, либо для выполнения разных производственных процессов. Здания подразделяются на гражданские – т.е. жилые, общественные и производственные.

Инженерными сооружениями называют постройки, назначение которых в выполнении каких-либо технических задач (мосты, туннели, трубопроводы, резервуары, бункеры и т.д.)

Здания и сооружения состоят из отдельных частей – фундаментов, каркаса, покрытий, стен, перегородок, лестниц, окон и дверей. В частях зданий и сооружений выделяют конструктивные элементы: колонны, фундаменты, стены, блоки, плиты, балки, лестничные площадки и марши.

Элементы, воспринимающие силовые и температурные воздействия и передающие их через фундаменты на грунты основания называются несущими конструкциями. Те из них, которые защищают внутренние помещения от воздействий внешней среды или отделяют одно помещение от другого называются ограждающими конструкциями.

К промышленным и гражданским зданиям предъявляют требования:

- прочности;
- жесткости и устойчивости от силовых и климатических воздействий;
- долговечности, огнестойкости, теплоизоляции.

Долговечностью определяется неизменяемость физико-механических свойств материалов конструкций в пределах допустимой эксплуатации самих конструкций в течении заданного срока службы здания. По степени долговечности здания делят на 3 степени: I – 100 лет; II – 50 лет; III – 20 лет.

По степени огнестойкости здания подразделяют на 5 ступеней. Каждая характеризуется пределом огнестойкости (продолжительность сопротивления конструкции действию огня в час без потери несущей способности или до образования в них сквозных трещин). Каменные здания относят к I – III степеням огнестойкости, деревянные здания – к IV – V.

В зависимости от долговечности и огнестойкости по эксплуатационным качествам различают 3 класса ответственности зданий:

- I – к ним относят атомные электростанции, театры, дворцы;
- II – здания промышленного и гражданского назначения;
- III – одноэтажные жилые дома, склады, здания вспомогательного назначения.

Раздел 1. Железобетонные конструкции

Тема 1.1. Общие сведения о железобетоне

Железобетон представляет собой комплексный строительный материал в виде рационально соединенных для совместной работы в конструкции бетона и стальной арматуры.

При этом бетон является искусственным каменным материалом, получаемым в результате затворения специально подобранной смеси из вяжущего вещества, заполнителя и воды. Комбинируя состав этих компонентов, бетонам можно придать различные физико-механические свойства. Однако, бетон, как и любой, хоть и искусственный каменный материал, хорошо работает в условиях сжатия и в 15-20 раз хуже в условиях растяжения, что ограничивает его функциональное использование в отдельных конструкциях.

Эффективность железобетона объясняется следующими его свойствами:

- благодаря хорошему сцеплению арматуры с бетоном, обеспечиваются совместные деформации до определенного уровня напряжений;
- близкие коэффициенты температурного линейного расширения;
- бетон надежно защищает арматуру от воздействия агрессивных сред, предохраняет от воздействия огня при пожаре.

Преимущества железобетонных конструкций:

- долговечность – 80-100 лет;
- огнестойкость;
- стойкость против атмосферных воздействий;
- относительно малые эксплуатационные расходы на содержание зданий и сооружений из железобетонных конструкций;
- относительно низкие затраты энергии на производство железобетонных конструкций;
- возможность изготовления и возведения конструкций нужной и рациональной формы;
- возможность использования при производстве местных материалов (доступность изготовления в РБ);
- возможность использования ЖБК в качестве ограждающих и несущих конструкций одновременно.

Недостатки железобетонных конструкций:

- большой собственный вес;
- раннее образование трещин в растянутой зоне сечения.

При приложении к изгибаемому элементу нагрузки, в верхней зоне возникает сжатие, в нижней зоне – растяжение (рис. 1.1). Нейтральная ось – линия, разделяющая сжатую и растянутую зоны бетона. Первая стадия работы изгибаемого элемента - до образования трещин.

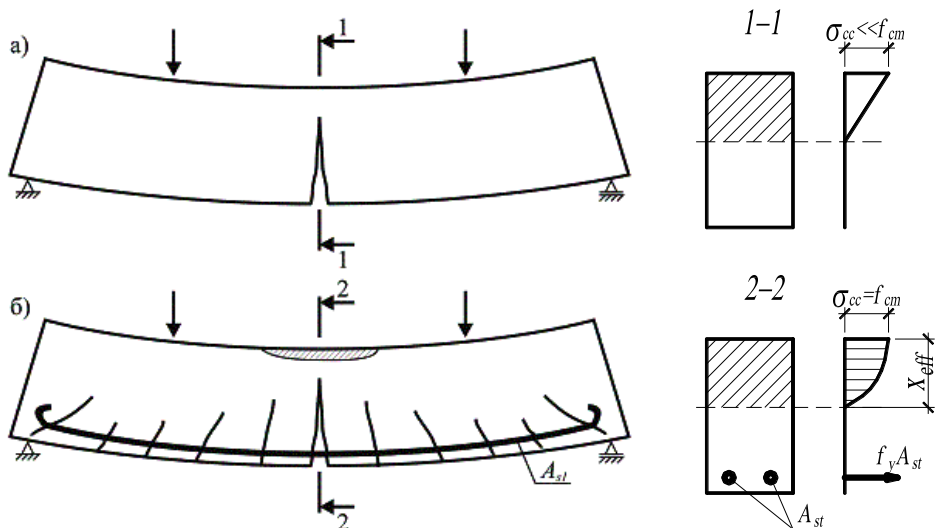


Рис. 1.1. Характер образования трещин и разрушения бетонной (а) и железобетонной (б) балок

σ_{cc} – нормируемое сжимающее напряжение в бетоне;

σ_{ct} – нормируемое растягивающее напряжение;

f_{cm} – средняя прочность бетона на сжатие;

f_{ctm} – средняя прочность бетона на растяжение;

x_{eff} – высота сжатой зоны бетона;

M_{cr} – момент, при котором образуются трещины.

При увеличении нагрузки до определённого значения в растянутой зоне бетона напряжение σ_{ct} достигает предельного значения f_{ctm} , в результате в изгибаемом элементе образуются нормальные трещины (вторая стадия работы изгибаемого элемента). В этом случае бетонная конструкция (без армирования) разрушается хрупко до достижения своих предельных значений f_{cm} , то есть в этом случае несущая способность бетонной конструкции ограничена её прочностью на растяжение. В железобетонных конструкциях (с арматурой в растянутой зоне) в сечениях с трещиной бетон выключается из работы, а растягивающие усилия в железобетонном элементе воспринимает арматура. В момент образования трещин нагрузка на балку составляет всего 15..20 % от предельной нагрузки.

Третья стадия (разрушение) наступает тогда, когда напряжение в растянутой арматуре достигает своих предельных значений (предел текучести) - с последующим разрушением бетона в сжатой зоне. Рациональное проектирование железобетонной конструкции – когда достижение предельных напряжений в сжатой части бетона и в растянутой арматуре наступают практически одновременно.

В сжатых железобетонных конструкциях продольная сжимающая нагрузка воспринимается бетоном и арматурой (то есть арматура устанавливается для усиления сжатых зон бетона). При этом продольная арматура воспринимает часть сжимающих усилий, поперечная (хомуты) - для восприятия растягивающих усилий.

Стремление уменьшить влияние раннего образования трещин, привело к созданию предварительно напряженных железобетонных конструкций (рис. 1.2). При выполнении предварительного напряжения растущее напряжение арматуры передается на затвердевший бетон, который подвергается предварительному обжатию, причём этому предварительному обжатию подвергаются растянутые от будущей внешней нагрузки зоны железобетонного элемента. Предварительное напряжение в 2-3 раза повышает трещиностойкость и жесткость конструкций по сравнению с обычным железобетоном. При этом прочность предварительно напряженных конструкций практически не зависит от величины предварительного напряжения арматуры.

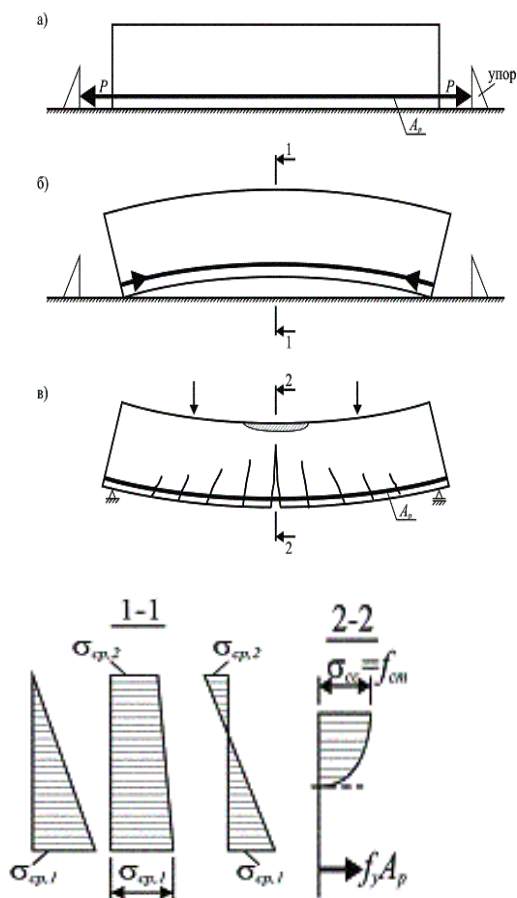


Рис. 1.2. Предварительно напряженная балка при натяжении арматуры на упоры (а), возможные эпюры напряжения в бетоне после отпуска напрягаемой арматуры (б) и в стадии разрушения (в)

Характер распределения предварительного напряжения в бетоне элементов зависит от геометрии сечения элементов, положения в их сечении напрягаемой арматуры, степени ее предварительного напряжения, физико-механических свойств бетона.

Способы создания предварительного напряжения:

- натяжение на упоры;
- натяжение на бетон;
- применение напрягающего бетона.

Основные физико-механические свойства бетона

С точки зрения строительного материала, бетон – искусственный упруго-пластический материал, в котором каменные заполнители, соединённые минеральным вяжущим способны сопротивляться нагрузкам как монолитное тело. Бетон состоит одновременно из трех материальных фаз: твердой, жидкой и газообразной. Твердую фазу или жесткий скелет структуры формируют зерна крупного и мелкого заполнителя, непрогидратировавшие зерна цемента, объединенные кристаллическим сростками, являющимися продуктами гидратации цемента. Жесткий скелет заполнен коллоидальным раствором продуктов гидратации цемента (жидкая фаза), а также воздухом (газообразная фаза), содержащимся в структурных порах.

Исследования показали, что теория прочности, справедливая для других материалов, не может быть применима к бетону. Теория сопротивления бетона до сегодняшнего дня продолжает развиваться на основе эмпирических подходов (на основе экспериментальных исследований).

При действии кратковременной сжимающей нагрузки зависимость, связывающую напряжения и деформации бетона (диаграмма деформирования), можно условно разделить на четыре характерных участка, соответствующих определенным стадиям процесса микротрещинообразования структуры (рис. 1.3). Начальный участок зависимости можно считать практически линейными. На этой стадии наблюдается незначительное увеличение числа контактных микротрещин на границе частиц заполнителя и цементного камня.

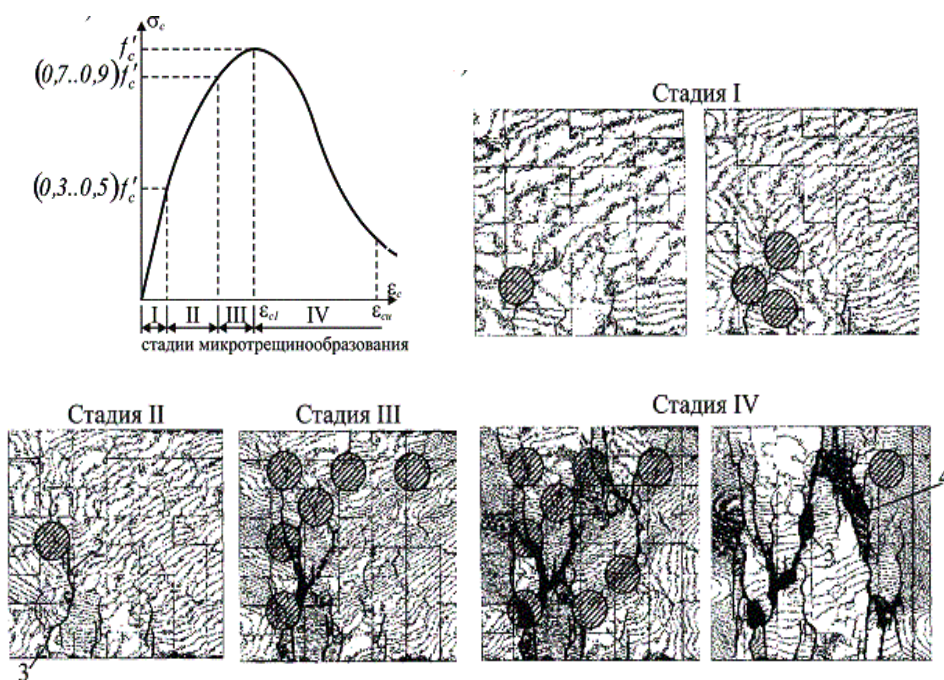


Рис.1.3. Формирование и развитие микротрещин в модельной структуре бетона

- 1 – контактные микротрещины; 2 – комбинированные микротрещины;
- 3 – микротрещины в растворной матрице; 4 – магистральная трещина

На второй стадии микротрещинообразования наблюдается интенсивное увеличение длины, ширины раскрытия и числа контактных микротрещин, что приводит к появлению нелинейного участка на графике зависимости «напряжения–деформации». Эта стадия характеризуется незначительным количеством микротрещин в цементном камне. Вместе с тем на второй стадии начинают появляться комбинированные микротрещины, объединяющие, главным образом, контактные микротрещины вокруг зерен заполнителя. Следует отметить, что формирование этих трещин, хотя и не нарушает стабильного состояния системы, приводит к скольжению зерен заполнителей относительно матрицы. Этим обусловлено проявление ярко выраженных неупругих свойств бетона на участке II диаграммы деформирования.

В третьей стадии увеличивается число и суммарная длина комбинированных трещин, возрастает их ширина раскрытия. На этой стадии начинают формироваться ярко выраженные микротрещины в цементном камне. Однако интенсивное развитие комбинированных микротрещин не ведет к незамедлительному исчерпанию прочности материала.

Появление нисходящей ветви на диаграмме деформирования бетона (участок IV) обусловлено интенсивным развитием глобальных или магистральных трещин, приводящих, в конечном итоге, к физическому разрушению материала.

Классификация бетонов

Бетон классифицируют:

1. По основному назначению:
 - a. конструкционный (для несущих и ограждающих конструкций);
 - b. специальный бетон (к которому предъявляются дополнительные требования в соответствии с условиями эксплуатации – жаростойкий, химически кислотостойкий, радиационно-защитный и т.д.
2. По виду вяжущего:
 - a. цементное;
 - b. известковое;
 - c. шлаковые;
 - d. специальные.
3. По виду заполнителя:
 - a. на жестких заполнителях - щебень, гравий (тяжелый бетон);
 - b. на пористых заполнителях - керамзит, шлак (для легкого бетона);
 - c. на специальных заполнителях, удовлетворяющих дополнительным требованиям – жаро-, химически стойкий бетон.
4. По структуре:
 - a. жесткой;
 - b. поризованной, ячеистой;
 - c. крупнопористой.
5. По средней плотности:
 - a. особо тяжёлые бетоны $\gamma > 2500 \text{ кг/м}^3$;

- б. тяжелые $2000 < \gamma < 2500 \text{ кг/м}^3$;
 - с. легкие $\gamma < 2000 \text{ кг/м}^3$.
- 6. По зерновому составу:
 - а. крупнозернистый;
 - б. мелкозернистый.
- 7. По условиям твердения:
 - а. естественного твердения;
 - б. при тепловлажностной обработке при атмосферном давлении;
 - с. автоклавная обработка при высоком давлении.

Классы бетона

Основные факторы, от которых зависят прочностные свойства бетона:

1. От выбора состава смеси, водоцементного отношения, качества вибрирования и т.д.
2. От возраста и условий твердения.
3. От формы и размеров образца.
4. От вида напряженно деформированного состояния: сжатие, растяжение, изгиб, местное действие нагрузки, кручение и т.д.
5. От скорости нагружения образца.
6. От длительности действия нагрузки.

Прочность на сжатие является важнейшим классификационным показателем, характеризующим механические свойства бетона, как строительного материала. Нормативные документы определяют прочность бетона на сжатие f_c , как максимальное сжимающее напряжение в бетоне при одноосном напряженном состоянии. Среднее значение прочности, получаемое по результатам испытаний серии опытных образцов, обозначают f_{cm} .

Согласно ТКП EN 1992-1-1, прочность бетона на сжатие обозначается классами бетона по прочности, которые в соответствии с EN 206-1 связаны с характеристической (5 %) цилиндрической прочностью при сжатии или кубиковой прочностью при сжатии.

Непосредственно вытекающими из определенной средней прочности бетона на сжатие являются следующие величины:

- **гарантированная прочность бетона**, определяемая как прочность бетона на осевое сжатие, установленная с учетом статистической изменчивости в соответствии с требованиями действующих стандартов испытанием образцов - кубов с ребром 150 мм, в возрасте 28 суток, твердевших в нормальных условиях и обозначаемая $f_{c,cube}^G$;

- **характеристическая прочность на осевое сжатие (нормативное сопротивление сжатию согласно СНБ 5.03.01) (f_{ck})** – контролируемая прочностная характеристика бетона, определяемая с учетом статистической изменчивости. В качестве базового числового значения обеспеченности нормативных значений прочностных характеристик принимается величина 0,95.

- **Класс бетона по прочности** – количественная величина, характеризующая качество тяжелого бетона, соответствующая его гарантированной прочности на осевое сжатие, обозначаемое буквой С и числами, выражающими значения характеристической прочности f_{ck} и гарантированной прочности $f_{c,cube}^G$ (Н/мм², МПа) (над чертой – значение характеристической прочности f_{ck} , под чертой – гарантированная прочность бетона $f_{c,cube}^G$)

- расчетная прочность бетона или его **расчетное сопротивление** f_{cd} , которое определяют как величину, получаемую в результате деления характеристической прочности f_{ck} на коэффициент безопасности для бетона γ_c .

При контроле значений классов по прочности бетона устанавливается эталонная форма стандартного образца, используемого при определении показателей прочности.

В табл. 1.2 приведены основные виды образцов, используемые нормами разных стран для контроля прочности при сжатии.

Геометрическая форма и размеры опытных образцов, принимаемых при оценке прочностных и деформационных характеристик бетона

Таблица 1.2.

Нормативный документ	Вид образца; контролируемая характеристика	Размеры, мм	Нормативная характеристика
СНиП 2.03.01–84*; PN–88/B–06250	Куб; средняя прочность	150×150×150 – базовый; 100×100×100, 200×200×200 – альтернативные	Гарантированная прочность (класс)
ЕС–2; ENV 206 (ISO 1920, 4012); DIN 1045–1:1999–2; PN–B–03264:1999; E–BS–8110; ACI 318–95	Цилиндр; средняя прочность, минимальная прочность	Ø150/300 – базовый; Ø100/200 – альтернативный	Нормативное сопротивление $f_{cyl} = f_{ck}$
ТКП EN 1992 (НД5.03.01)	Куб; средняя прочность, минимальная прочность	150×150×150 – базовый	Гарантированная прочность (класс)
	Цилиндр; средняя прочность, минимальная прочность	150×150×150 – базовый	Характеристическая Прочность на сжатие (Нормативное Сопротивление) f_{ck}

Экспериментальными исследованиями установлено, что для образцов с равной площадью поперечного сечения пиковые напряжения в вершине диаграммы, связывающей напряжения и деформации бетона, соответствующие

кратковременному пределу прочности, уменьшаются с возрастанием высоты образца (рис. 1.4). Многие исследователи обоснованно доказывали, что образцы цилиндрической формы диаметром 150 мм и высотой 300 мм достаточно хорошо аппроксимируют прочность традиционных бетонов в сжатой зоне конструкции. Однако при составлении нормативных документов по проектированию железобетонных конструкций принимали во внимание то обстоятельство, что испытание кубов остается в ближайшем будущем основным способом контроля прочности бетона на производстве.

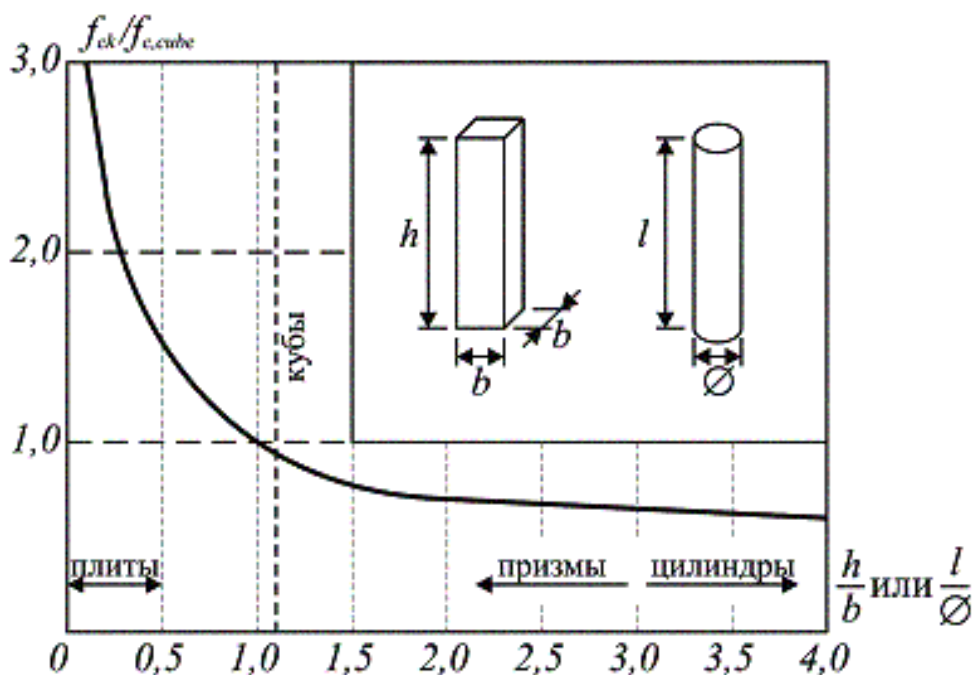


Рис. 1.4. Влияние отношения (h/b ; l/\varnothing) на прочность бетонных образцов в условиях одноосного сжатия

В связи с этим, в обозначении класса бетона по прочности в нормах содержится два числа: одно из них (над чертой) обозначает нормативное сопротивление бетона, определяемое на цилиндрах или призматических образцах, а второе (под чертой) — его гарантированную прочность, установленную на кубических образцах. В соответствии с требованиями норм характеристическая прочность бетона определяется в зависимости от его гарантированной прочности при постоянном значении переходного коэффициента $k_p=0,8$:

$$f_{ck} = 0,8 \cdot f_{c,cube}^G$$

где: f_{ck} — характеристическая прочность на осевое сжатие тяжелого бетона (нормативное сопротивление бетона согласно СНБ 5.03.01), соответствующее прочности бетонных цилиндров или призм, установленной с учетом статистической изменчивости свойств материала;

$f_{c,cube}^G$ — гарантированная прочность бетона, установленная при испытании кубов по стандартной методике.

Характеристическая прочность на осевое сжатие тяжелого бетона с учетом статистической изменчивости свойств бетона, определяется по формуле:

$$f_{ck,005} = f_{ck} = f_{cm} - t \cdot s$$

где: f_{cm} – средняя прочность бетона на сжатие;
 s – среднеквадратичное (стандартное) отклонение
 t – параметр статистики кривой распределения (при принятой обеспеченности нормативных значений 0,95, параметр $t = 1,64$).

Тогда средняя прочность на сжатие f_{cm} равна:

$$f_{cm} = f_{ck} + 1.64 \cdot s$$

Сопротивление бетона растяжению

Прочность бетона на растяжение может быть определена двумя методами:

1. Опытный.

2. Эмпирический.

a. Испытание на разрыв бетонных эталонных образцов (восьмёрка)

$$f_{ct} = \frac{F_u}{A_{c(1-1)}}$$

F_u - разрушающая нагрузка

$A_{c(1-1)}$ – площадь бетонного сечения в месте разрыва

b. Испытания на раскалывание образцов в виде цилиндров

$$f_{ct,sp} = \frac{2F_u}{\pi A_c}$$

c. Испытания на изгиб бетонных балок

$$f_{ct,bal} = \frac{M_u}{\gamma W_{el}}$$

$$W_{el} = \frac{bh^3}{12}$$

$\gamma = 1.7$ - коэффициент, учитывающие неупругие свойства бетона

Прочность на растяжение определяется как максимальное напряжение, которое достигается при осевой растягивающей нагрузке.

С определенным допущением, при выполнении инженерных расчетов прочность бетона на растяжение принято определять в зависимости от прочности на сжатие. В основном взаимосвязь между средней прочностью бетона на растяжение и его средней прочностью на сжатие принимают в виде:

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

где: f_{ctm}, f_{cm} – соответственно средняя прочность бетона на растяжение и на сжатие;

$\alpha_r = 0,3$ –опытный (эмпирический) коэффициент.

Механические деформативные свойства бетона

Деформативность бетона – свойство изменять размер и форму под влиянием силовых и не силовых факторов (под действием и без действия нагрузки)

Виды деформаций бетона:

1. Объемные (не силовые) – деформации, связанные с изменением влажности, температуры окружающей среды, носящие объемный характер. Объемные деформации развиваются во всех направлениях под влиянием усадки, набухания, расширения.

2. Силовые – возникают под действием приложенной внешней нагрузки и развивающиеся в направлении ее действия. Силовым продольным деформациям соответствуют вполне определенные поперечные деформации, характеризующиеся коэффициентом поперечной деформации (коэффициентом Пуассона).

Объемные деформации бетона

Усадка – свойство бетона уменьшаться в объеме при твердении воздушной среды. Физический смысл – это объемное сокращение бетона в результате физико-химических процессов, происходящих при взаимодействии цемента с водой, изменения влажности цементного камня и карбонизации бетона.

Усадка зависит от:

1. от количества и вида цемента (чем больше цемента на единицу объема, тем больше усадка);

2. от количества воды (чем выше водоцементное соотношение, тем больше усадка);

3. от крупности заполнителя (при мелко-зернистой массе песка и пористом заполнителе усадка выше).

Усадку принято разделять:

1. химическая усадка;

2. физическая усадка.

Химическая усадка связана с потерей воды при протекании процесса гидратации вяжущего, проявляется особенно интенсивно в первые часы твердения бетона.

Физическая усадка обусловлена потерей части свободной влаги бетона при ее испарении в атмосферу при сухих условиях хранения и эксплуатации. ($RH < 50\%$)

Набухание – свойство бетона увеличиваться в объеме при твердении бетона в воде.

Физический смысл: процесс поглощения жидкости или паров твердым телом с сопровождением повышения объема этого тела. Усадку и набухание следует рассматривать как свойство микроструктуры твердеющего камня.

Диаграмма деформирования бетона

Диаграмму деформирования (состояния) бетона устанавливающую связь между напряжениями и продольными относительными деформациями

бетона при кратковременном действии однократно приложенной нагрузки вплоть до установленных ее предельных значений, отвечающих разрушению бетона при одноосном напряженном состоянии, следует рассматривать в качестве обобщенной характеристики механических свойств бетона (рис. 1.5, 1.6).

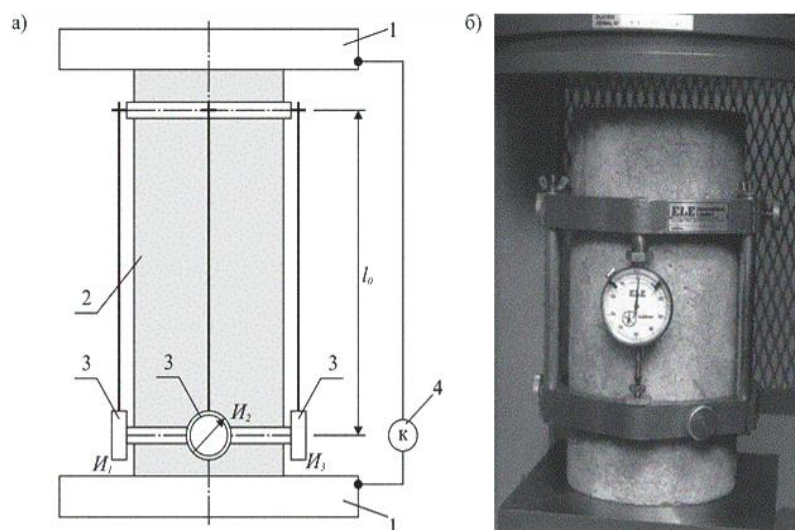


Рис. 1.5. Методика получения полных диаграмм деформирования бетона
 а) схема измерения деформаций; б) общий вид образца, оснащенного индикатором часового типа.
 1 – пластины испытательной машины; 2 – опытный образец; 3 – индикаторы часового типа; 4 – контрольно-измерительное устройство, фиксирующее перемещения пластин испытательной машины

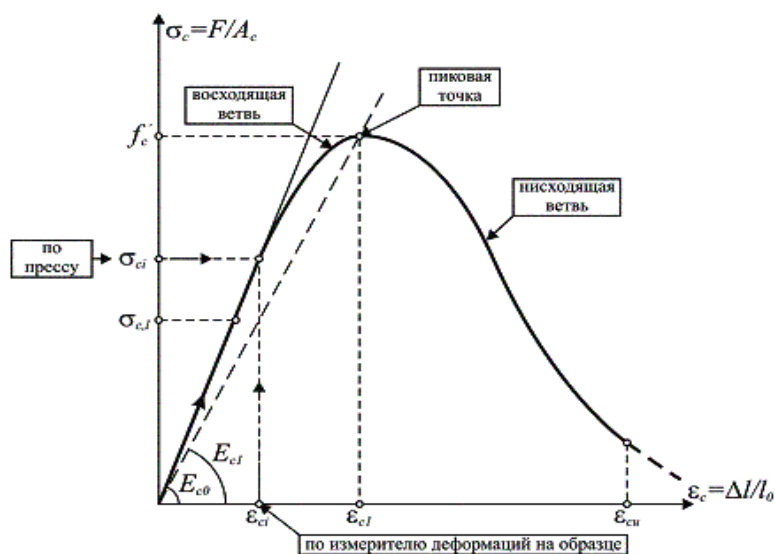


Рис. 1.6. Общий вид диаграммы деформирования бетона при осевом кратковременном сжатии

Для математического описания базовой диаграммы деформирования бетона при сжатии, принятой в нормах необходимо иметь обоснованные значения следующих нормируемых параметрических точек:

- напряжений f'_c в пиковой точке диаграммы деформирования, соответствующих пределу кратковременной прочности бетона при осевом сжатии;
- относительной продольной деформации ϵ_{c1} , соответствующей напряжениям в пиковой точке диаграммы;

– уровень напряжений при упругой работе бетона $\sigma_c = 0,4f_{cm}$ и величина относительной деформации ε_{c04} при $\sigma_c = 0,4f_{cm}$;

– относительной продольной деформации ε_{cu} , принятой в качестве предельной деформации бетона при сжатии;

– среднего модуля упругости бетона E_c .

Модуль деформаций бетона

Характеристикой упруго-пластических свойств бетона является его модуль деформаций E_c , устанавливающий зависимость между напряжениями и относительными деформациями в любой точке диаграммы деформирования

Учитывая нелинейную связь между напряжениями и деформациями обычно используют при определении модуля продольных деформаций:

– мгновенный модуль полных деформаций E_c , выражаемый тангенсом угла наклона касательной к кривой, описывающей диаграмму « σ – ε » в ее произвольной точке (рис. 1.7);

$$\left(E_c = \lim_{\Delta\varepsilon \rightarrow 0} \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \operatorname{tg}\alpha_1 \right)$$

– средний модуль упругости E_{cm} , выражаемый тангенсом угла наклона секущей, проходящей через начало координат ($\sigma = 0$) и точку на кривой при $\sigma_e = 0,4f_{cm}$;

– начальный модуль упругости E_{co} , выражаемый тангенсом угла наклона касательной к кривой, описывающей диаграмму « σ – ε », и проходящей в начале координат ($\sigma_c = 0$).

Величину среднего модуля упругости для тяжелого и мелкозернистого бетонов в соответствии с нормами определяют по эмпирической формуле вида (МПа):

$$E_{cm} = 9,5(f_{ck} + 8)^{1/3} \cdot 10^3$$

Нормы проектирования железобетонных конструкций устанавливают значения среднего модуля упругости E_{cm} , основанные на структурно-механической модели бетона с учетом технологических свойств бетонной смеси.

Нормы устанавливают значения относительной деформации ε_{cl} в зависимости от класса бетона, соблюдая установленную тенденцию к ее возрастанию с ростом прочности материала.

Если принятые в нормах численные значения относительной деформации ε_{cl} отражают единую тенденцию возрастания этой величины с ростом прочности бетона, то в отношении назначения предельной относительной деформации (предельной сжимаемости) ε_{cu} у специалистов нет единого мнения. Нормы предлагают принимать предельную относительную деформацию для бетонов нормальной прочности (до С50/60 включительно) постоянной и равной $\varepsilon_{cu} = 3,5 \text{ ‰}$.

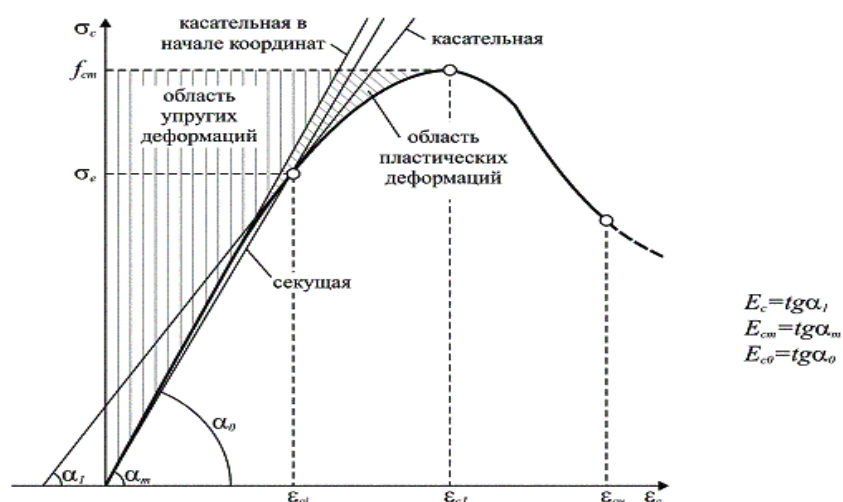


Рис. 1.10. К определению модуля деформаций бетона

Деформации бетона при длительном действии нагрузки. Ползучесть бетона

Опыты показывают, что если сжимающая нагрузка действует на бетонный образец длительное время, его деформация возрастает, стремясь при достаточно продолжительном нагружении (в течение нескольких лет) к некоторому пределу. Такую медленно нарастающую деформацию при неизменном (постоянном) уровне напряжений принято называть ползучестью.

В общем случае величина деформации ползучести бетона зависит от целого ряда факторов, главными из которых принято считать:

- возраст бетона в момент нагружения;
- относительный уровень напряжений, действующих на бетонный образец;
- температура и влажность окружающей среды;
- технологические параметры бетонной смеси (объемное содержание цементного камня, водоцементное отношение, активность и вид цемента, вид заполнителей, способ уплотнения и тепловой обработки);
- геометрические размеры поперечного сечения элемента.

Марки бетона

1. По водопроницаемости. $[W] = \text{атм}$

Марка по водопроницаемости отвечает гарантированному граничному значению давления воды в атмосферах, выдерживаемых бетоном без ее просачивания через поверхность.

2. По морозостойкости F 100 (– количество циклов)

Установленное нормами число циклов замораживания и оттаивания образцов бетона, при котором сохраняются физико-механические свойства бетона в нормируемых пределах.

3. По плотности D

Эта марка отвечает гарантированному значению объемной массы бетона в килограммах на метр кубический.

4. Марка напрягающего бетона S_p

Марка представляет собой значение предварительного напряжения сжатия в бетоне (самонапряжение) в МПа, создаваемом в результате расширения бетона в условиях внешнего ограничения эквивалентного армированию $\rho = \frac{A_s}{A_c} = 1\%$, где ρ - процент армирования, и обозначаемая буквами S_p и числом, выражающим значение самонапряжения, определяемого в соответствии с требованиями стандарта.

Тема 1.2 Арматура для железобетонных конструкций. Арматурные изделия

Арматура – это линейно протяженные элементы железобетонных конструкций, предназначенные для восприятия растягивающих (главным образом) и сжимающих усилий.

Основные назначения арматуры:

1. для восприятия растягивающих усилий;
2. для усиления сжатой зоны бетона;
3. для восприятия усадочных и температурных деформаций;
4. для усиления ЖБК.

Общая классификация арматуры:

По функциональному назначению:

1. рабочая (устанавливаются по расчету);
2. конструктивная (устанавливаются по конструктивным требованиям).

По форме поверхности:

1. гладкая арматура;
2. периодического профиля.

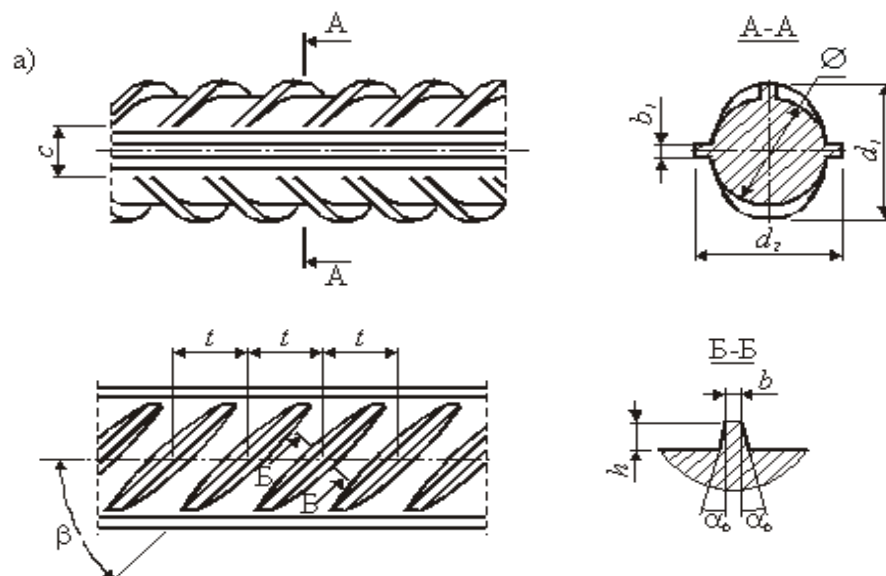


Рис.1.8. Геометрические параметры периодического профиля, наносимого на поверхность арматуры в процессе производства

По способу применения:

1. не напрягаемая;
2. напрягаемая.

По виду:

1. гибкая– проволока, стержни, канаты;
2. жесткая (металлические прокатные профиля: швеллеры, двутавры).

По способу изготовления:

1. горячекатаная стержневая;

2. термомеханически упрочненная;

Холоднодеформированная.

По механическим свойствам:

1. «мягкие» стали;
2. «твердые» стали.

Для армирования железобетонных конструкций применяются:

1. отдельные арматурные стержни (класса S500, S800, S1200, S1400);
2. плоские и рулонные сетки, диаметром 4мм, 5мм и 6мм;
3. каркасы (плоские и объемные);
4. арматурные канаты (Y1770S7, Y1860S3, Y1860S7, Y1960S3, Y1960S7, Y2060S3, Y2060S7, Y2160S3).

К арматуре, применяемой в железобетонных и предварительно напряженных конструкциях, предъявляют следующие требования:

- максимально высокое нормативное сопротивление (физический или условный предел текучести);
- хорошие упругие свойства (высокие значения характеристики предела упругости и пропорциональности), что важно для снижения потерь предварительного напряжения от релаксации и ползучести стали;
- высокие пластические свойства, характеризующиеся величиной удлинения при разрыве, что гарантирует конструкцию от преждевременного хрупкого разрушения по растянутой арматуре;
- высокая вязкость, характеризуемая наибольшим практически необходимым числом безопасных перегибов, что позволяет избежать снижения прочностных характеристик арматуры в процессе изготовления конструкции;
- способность арматуры к наилучшему сцеплению с бетоном, для чего поверхности арматуры придают соответствующее очертание и поверхность.

Кроме того, арматурные стали должны обладать:

- свариваемостью, характеризуемой образованием надежных соединений без трещин и других пороков металла в швах и прилегающих зонах (предварительно напрягаемая арматура не сваривается);
- стойкостью против хладноломкости или склонностью к хрупкому разрушению под напряжением при отрицательных температурах;
- выносливостью, т.е. прочностью, при которой не наблюдается хрупкого разрушения стали при действии многократно повторяющейся нагрузки (при числе циклов $n = 1 \cdot 10^6$);
- приемлемыми реологическими свойствами, к которым относят ползучесть и релаксацию стали.

Под ползучестью арматурной стали понимают, как и для бетона, рост деформаций во времени при постоянном уровне напряжений. Ползучесть стали увеличивается с ростом уровня растягивающих напряжений и температуры.

Под релаксацией арматурной стали понимают снижение во времени начального уровня напряжений при постоянной величине деформации.

Ползучесть и релаксация связаны со структурными изменениями материала происходящими под действием напряжений и окружающей среды. В

общем случае реологические явления зависят от прочности и химического состава стали, технологии изготовления, температуры, геометрии поверхности, уровня напряжений и условий применения. Явления релаксации и ползучести стали описывают с использованием эмпирических зависимостей, полученных на основании опытов.

Механические свойства арматурных сталей

Механические свойства (прочностные и деформативные) арматурных сталей устанавливают по диаграммам деформирования «напряжения – деформации», полученным при испытании прямым растяжением опытных образцов, вырезаемых непосредственно из арматурного стержня.

В зависимости от механических свойств арматурные стали традиционно принято разделять на две группы: так называемые «мягкие» стали, имеющие физический предел текучести, и «твердые» стали, не имеющие физического предела текучести.

Для «твердых» сталей, для которых наблюдается постепенный, плавный переход в пластическую стадию и на кривой « $\sigma_s - \varepsilon_s$ » отсутствует ярко выраженная площадка текучести, вводят понятие условного предела текучести. Тогда, для «мягких» сталей напряжение f_{yk} , при котором деформации развиваются без заметного прироста нагрузки, называют **физическим пределом текучести**, а напряжение f_t , предшествующее разрыву – носит название **временного сопротивления** арматуры. Для высокопрочных сталей устанавливают условный предел текучести $\sigma_{0,2} = f_{yk}$ – напряжение, при котором остаточные деформации $\Delta \varepsilon_s$ составляют 0,2 % (рис. 1.9).

Для арматурных сталей, имеющих физический предел текучести, рассматривают следующие деформации, характеризующие основные этапы их работы под нагрузкой:

- а) упругие деформации ε_n , соответствующие напряжению f_n , определяемому по пределу пропорциональности;
- б) упруго-пластические деформации ε_{ep} , соответствующие напряжению f_e , определяемому как предел упругости;
- в) деформации ε_{sy} , соответствующие пределу текучести f_y ;
- г) деформации ε_{su} , соответствующие временному сопротивлению арматуры f_t .

Для высокопрочных сталей установлен условный предел пропорциональности $\sigma_{0,02} = f_n$, соответствующий напряжению, при котором остаточное удлинение составляет 0,02 %, а также условный предел текучести, принимаемый равным $f_e = 0,8f_y$.

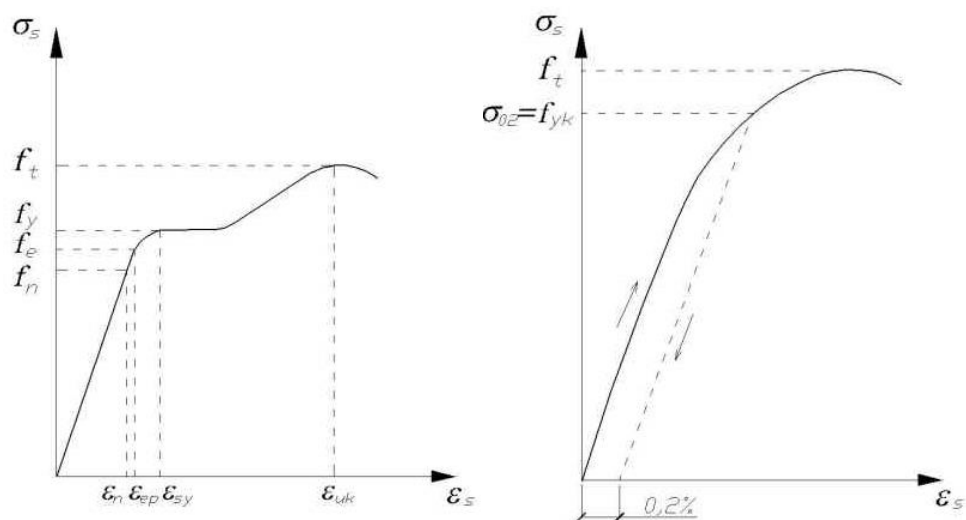


Рис. 1.14. Диаграммы деформирования арматурных сталей

Классы арматуры, соответствующие им расчетные сопротивления

Арматура для конструкций без предварительного напряжения

В соответствии с требованиями норм в качестве ненапрягаемой арматуры железобетонных конструкций следует применять мягкую арматуру периодического профиля класса S500 (согласно СНБ 5.03.01 также и гладкую стержневую арматуру класса S240).

По способу производства ненапрягаемая арматура может быть горячекатанной, термомеханически упрочненной и холоднодеформированной. Требования к механическим свойствам арматуры регламентируются соответствующими стандартами и технологическими условиями

Для арматурных сталей, применяемых в железобетонных конструкциях, установлены следующие прочностные характеристики:

а) **предел прочности арматуры при растяжении** (или **временное сопротивление** при разрыве согласно СНБ 5.03.01) f_t , определяемое непосредственно при испытании образцов, отобранных из партии арматурных стержней

б) **характеристическое значение предела прочности арматуры при растяжении (нормативное временное сопротивление)** f_{tk} , определяемое по результатам испытания серии образцов (но не менее 15 штук) одного диаметра из одной марки стали с учетом статистической изменчивости с обеспеченностью не менее 0,95;

в) **характеристические значения предела текучести (нормативное сопротивление арматуры)** f_{yk} (f_{02k}) – наименьшее контролируемое значение физического или условного предела текучести; указанные контролируемые характеристики гарантируются заводами-изготовителями с обеспеченностью не менее 0,95;

г) **расчетное значение предела текучести арматуры** f_{yd} , определяемое путем деления характеристического значения предела текучести f_{yk} (f_{02k}) на частный коэффициент безопасности по арматуре γ_s .

Арматура для предварительно напряженных конструкций

В качестве напрягаемой арматуры предварительно напряженных конструкций в соответствии с требованиями норм следует применять твердые стали из стержней классов S800, S1200, S1400 и канаты Y1770S7, Y1860S3, Y1860S7, Y1960S3, Y1960S7, Y2060S3, Y2060S7, Y2160S3. По способу производства арматура может быть горячекатанной, термомеханически упрочненной и холоднодеформированной. Требования к механическим свойствам арматуры регламентируются соответствующими стандартами.

Характеристическое значение 0,2%-ного условного предела текучести арматуры (нормативное сопротивление согласно СНБ 5.03.01) f_{02k} – это наименьшее контролируемое значение условного предела текучести, равного значению напряжения, соответствующего остаточному относительному удлинению 0,2 %. Указанная характеристика гарантируется заводом-изготовителем с обеспеченностью не менее 0,95.

Расчетное сопротивление напрягаемой арматуры f_{02d} определяют путем деления нормативного сопротивления f_{02k} на частный коэффициент безопасности по арматуре γ_s .

Деформативные характеристики арматуры

Для арматуры, имеющей физический предел текучести, зависимость « $\sigma_s - \varepsilon_s$ » допускается принимать с горизонтальным участком от относительных деформаций до $\varepsilon_{s,uk} = 10\%$ (рис. 1.10а). Зависимость, связывающая напряжения и деформации, для напрягаемой арматуры предварительно напряженных конструкций следует принимать в соответствии с диаграммой, приведенной на рис 1.10б.

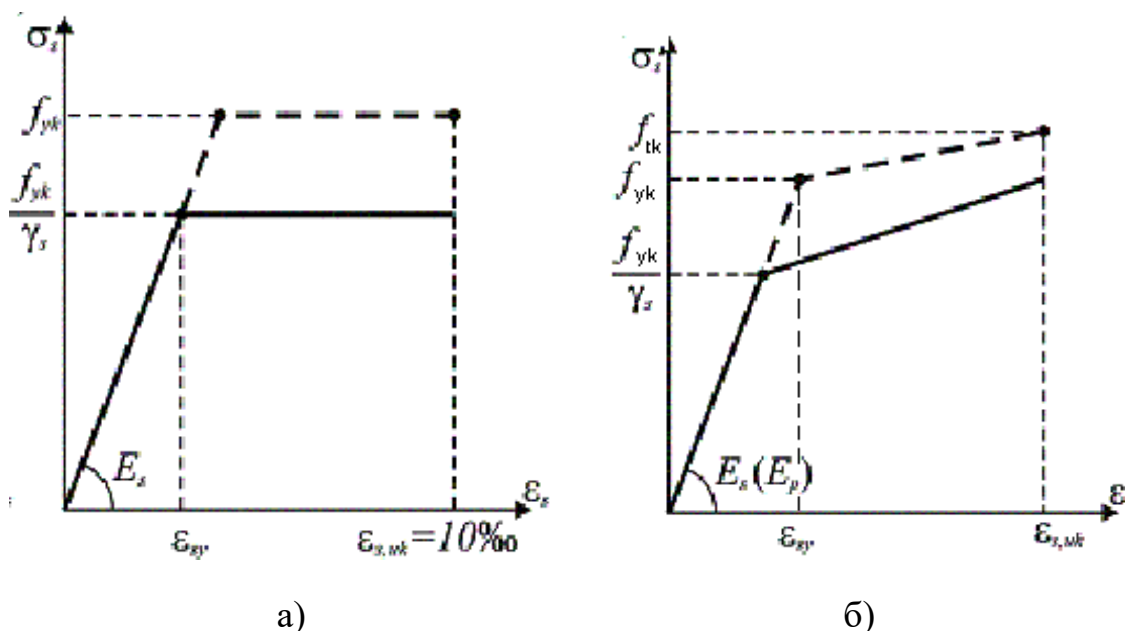


Рис. 1.10. Расчетные диаграммы для арматуры

Модуль упругости ненапрягаемой арматуры E_s в интервале температур от минус 30°C до плюс 200°C следует принимать равным 200 кН/мм^2 .

Модуль деформаций для горячекатанной, термически упрочненной и холоднодеформированной арматуры следует принимать равным 200 кН/мм^2 , а для арматурных канатов – 190 кН/мм^2 .

Их в железобетонных конструкциях изготавливают на заводах, как правило, в виде арматурных сварных изделий – сварных сеток и каркасов. Продольные и поперечные стержни сеток и каркасов в местах пересечений соединяют контактной точечной электросваркой.

Сварные сетки изготавливают из арматурной проволоки диаметром 3–5 мм и арматуры класса S500 диаметром 6 – 10 мм. Сетки бывают рулонные и плоские. Рабочей арматурой могут служить продольные или поперечные стержни сетки; стержни, расположенные перпендикулярно рабочим, являются распределительными.

Сварные каркасы изготавливают из одного или двух продольных рабочих стержней, монтажного стержня и привариваемых к ним поперечных стержней. Размер концевых выпусков продольных и поперечных стержней каркаса должен быть не менее $0,5\varnothing 1 + \varnothing 2$ или $0,5\varnothing 2 + \varnothing 1$ и не менее 20 мм. Пространственные каркасы конструируют из плоских каркасов с применением отдельных соединительных стержней.

В целях экономии металла возможно применение при изготовлении конструкций неметаллической арматуры. Так стеклопластиковые арматурные стержни обладают хорошим сцеплением с бетоном, высокой прочностью на разрыв (до 1800 МПа), но низким модулем упругости (45000 МПа).

Сущность предварительного напряжения конструкций

Общие понятия о предварительно напряженных железобетонных конструкциях. Цели предварительного напряжения

Предварительно напряженные железобетонные конструкции – конструкции, в которых натяжение напрягаемой арматуры обеспечивает необходимую степень обжатия бетона в процессе изготовления и эксплуатации конструкции.

Идея предварительного напряжения заключается в том, что в процессе изготовления железобетонной конструкции до приложения эксплуатационной нагрузки в бетоне создается искусственно напряжение, которое можно регулировать, причем его выполняют таким образом, чтобы зона бетона, которая в процессе эксплуатации будет работать на растяжение, имела начальное сжимающее напряжение.

Цели предварительного напряжения

1. Отдалить (увеличить) момент образования трещин в растянутой зоне элемента.
2. Ограничить ширину раскрытия трещин.
3. Повысить жесткость и уменьшить прогиб.
4. Повысить выносливость (усталостную прочность) ЖБК при действии многократно повторяющейся нагрузки.

5. Снизить расход стали за счет использования арматуры более высокой прочности.
6. Уменьшить расход бетона и снизить массу конструкции.
7. Повышение срока службы конструкции при эксплуатации в агрессивной среде.

В расчетном виде предварительное напряжение не влияет на повышение прочности! Косвенным образом влияет на ширину раскрытия трещин, на прогиб, на долговечность.

Целью предварительного напряжения не является повышение несущей способности!

Технология создания предварительного напряжения в конструкциях

Предварительное напряжение конструкции с использованием арматурных элементов может быть выполнено, главным образом, тремя основными методами:

- 1) при предварительном напряжении арматуры на упоры;
- 2) при натяжении арматуры на затвердевший бетон;
- 3) посредством физико-химического натяжения (самонапряжения) при связанном расширении специальных (напрягающих) бетонов.

При выполнении предварительного напряжения конструкции с натяжением на упоры напрягаемую арматуру до бетонирования заводят в форму, один конец стержня закрепляют на неподвижном упоре, а другой натягивают с применением, например, домкрата или другого устройства до получения величины заданного начального контролируемого напряжения $\sigma_{p0,max}$ (рис. 1.11). После достижения бетоном конструкции требуемой прочности, которую принято называть передаточной прочностью, осуществляют плавный отпуск напрягаемой арматуры с упоров. Восстанавливая упругие деформации при обеспеченном сцеплении с бетоном, арматура обжимает конструкцию (рис. 1.11в). Таким образом, после завершения предварительного напряжения в конструкции действуют взаимно уравновешенные усилия: растяжения в арматуре и сжатия в бетоне.



Рис. 1.11. Последовательности технологических операций при предварительном напряжении арматуры на упоры
1 – напрягаемая арматура; 2 – упоры; 3 – технологические анкера; 4 – железобетонный элемент

При натяжении арматуры на бетон, предварительно изготавливают слабо армированный либо бетонный элемент, а затем, после достижения бетоном передаточной прочности, выполняют его обжатие. В этом случае напрягаемую арматуру заводят в каналы или пазы, оставляемые при бетонировании элемента, и натяжение осуществляют на бетон при помощи специальных домкратов двойного действия (рис. 1.12).

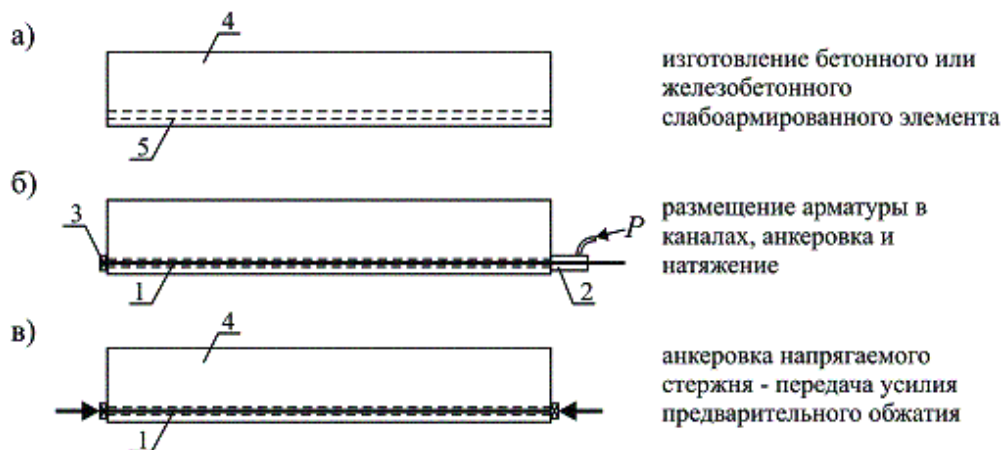


Рис. 1.12. Последовательность технологических операций при предварительном напряжении арматуры на бетон
1 – напрягаемая арматура; 2 – гидравлический домкрат двойного действия; 3 – анкер; 4 – бетонный элемент; 5 – канал или паз

Различают следующие способы предварительного напряжения:

1) Механический способ. Сущность его заключается в том, что необходимое относительное удлинение арматуры получают вытяжкой арматурного стержня натяжными механизмами – домкратами, системой блоков, рычагов и оттяжек и т.д.

2) Электротермический способ, заключающийся в том, что необходимое относительное удлинение напрягаемой арматуры получают электрическим нагревом арматуры с последующей фиксацией ее на упорах для создания напряжения после ее остывания.

3) Комбинированный (или электротермомеханический) способ, представляющий собой совокупность электротермического и механического способов натяжения арматуры.

4) Физико-химический способ, позволяющий осуществлять натяжение арматуры за счет энергии расширения напрягающего бетона в процессе твердения.

В массовом строительстве при изготовлении сборных элементов наиболее распространен электротермический способ предварительного напряжения конструкций.

Назначение величины предварительного напряжения

Общим требованием при назначении величины предварительного напряжения является создание такого натяжения арматуры, которое привело бы к оптимальному напряженному состоянию бетона и арматуры в конструкции при ее работе в эксплуатационной стадии. Величину усилия предварительного напряжения назначают согласно требований п.5.10.2 ТКП EN 1992-1-1.

При расчете предварительно напряженных элементов в расчете учитывается предварительное напряжение в арматуре σ_{mt} и σ'_{mt} , отвечающее такому состоянию конструкции, когда под действием усилия предварительного обжатия и внешних нагрузок напряжение в бетоне на уровне напрягаемой арматуры были равны нулю. Поэтому полные деформации арматуры в предельном состоянии могут определяться как сумма начальных деформаций, созданных на стадии предварительного натяжения (с учетом потерь) и приращения деформаций растянутой зоны конструкции в предельном состоянии.

Нормы по проектированию железобетонных конструкций устанавливают следующие условия назначения величины предварительного напряжения

$$\sigma_{0,\max} + p \leq 0.9 f_{pk}$$

$$\sigma_{0,\max} - p \geq 0.3 f_{pk}$$

где $\sigma_{0,\max}$ – начальное контролируемое предварительное напряжение арматуры;

p – максимально допустимое отклонение значения предварительного напряжения, вызванное технологическими причинами;

f_{pk} – нормативное сопротивление напрягаемой арматуры.

При механическом способе натяжения отклонение $p = 0.05 \cdot \sigma_{0,\max}$, а при электротермическом или комбинированном – определяют в зависимости от длины натягиваемого стержня по формуле $p = 30 + 360 / L$ (L – расстояние между наружными гранями упоров в м, а p – в МПа). При автоматизированном натяжении арматуры значение числителя 360 заменяется на 90.

Потери предварительного напряжения

Усилия предварительного напряжения в напрягаемой арматуре не остаются постоянными, а с течением времени уменьшаются.

Согласно нормативным документам различают следующие потери:

1. Первые потери (технологические) – потери, которые происходят в процессе изготовления конструкции, то есть обусловлены технологией натяжения.
2. Вторые потери (эксплуатационные) – потери, которые происходят после передачи усилия обжатия и развиваются в дальнейшем во времени в процессе эксплуатации.

Первые потери (п. 5.10.4 и 5.10.5 ТКП EN 1992-1-1):

1. От релаксации арматуры.
2. От деформации анкеров.
3. От проскальзывания арматуры в анкерных устройствах.
4. От деформации стальной формы.
5. Потери от трения арматуры о стенки каналов или о поверхность бетона.
6. Трение арматуры об огибающие приспособления.
7. От упругих деформаций бетона.

Эксплуатационные потери (п. 5.10.6 ТКП EN 1992-1-1):

1. Реологические потери, вызванные ползучестью и усадкой бетона.
2. От смятия бетона под рифами стальной арматуры, натягиваемой на бетон.
3. Учет деформаций, вызванный обжатием стыков между блоками конструкции.

Тема 1.3 Теория сопротивления железобетона в конструкциях внешним воздействиям

Экспериментальными исследованиями железобетонных элементов, подвергнутых действию изгибающих моментов и продольных сил (растягивающих или сжимающих), установлено, что все они в процессе нагружения имея двузначную (или неравномерную) эпюру распределения относительных деформаций по высоте нормального сечения проходят характерные стадии напряженно-деформированного состояния.

В качестве иллюстрации рассмотрим последовательность изменения напряженно-деформированного состояния нормального сечения однопролетной свободно опертой балки, нагруженной двумя сосредоточенными силами в третях пролета (рис. 1.13). Принятая классическая схема нагружения позволяет получить при испытаниях т.н. «зону чистого изгиба» на участке между сосредоточенными силами в пролете ($M_{Sd} = const$; $V_{Sd} = 0$).

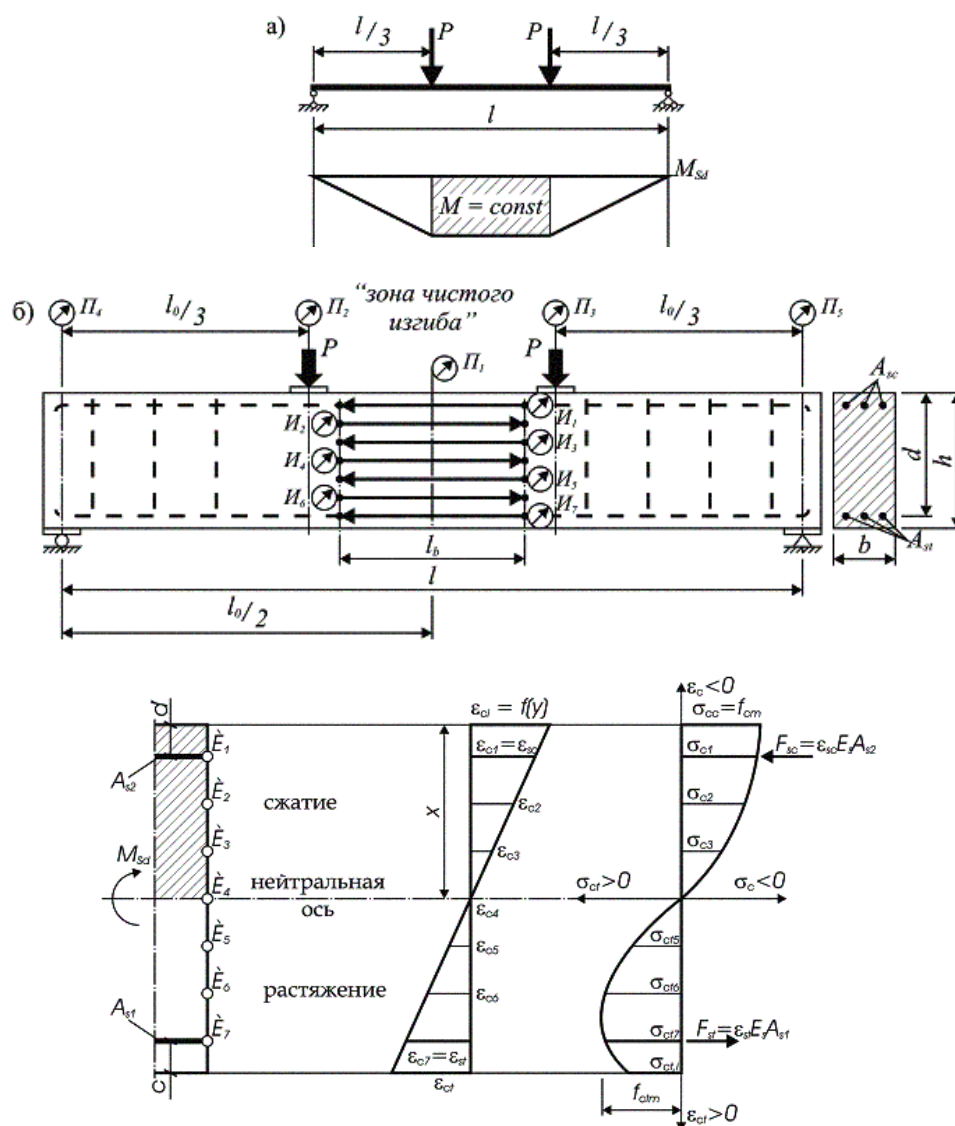


Рис. 1.13. Эпюры распределения усилий
(а), схема испытания опытной балки (б) и схема определения напряжений в нормальном сечении

Пользуясь диаграммами деформирования для бетона и арматуры осуществляют переход от зафиксированных в опыте деформаций к относительным деформациям и, далее, к напряжениям в каждом из уровней по высоте сечения балки, для которых выполняются измерения.

Последовательное нагружение элемента позволило выявить ряд стадий напряженно-деформированного состояния в нормальном сечении.

Стадия 1 напряженно-деформированного состояния нормального сечения характеризует сопротивление железобетонного элемента, работающего без трещин. При этом удобно рассматривать два промежуточных состояния (*стадия 1а* и *1б*) нормального сечения в зависимости от величины относительных деформаций наиболее растянутой грани сечения.

Стадия 1а имеет место на начальных этапах нагружения, когда величина изгибающего момента в зоне чистого изгиба невелика, бетон как в сжатой, так и в растянутой зонах сечения работает в области упругих деформаций (линейная зависимость между напряжениями и деформациями) (рис. 1.14).

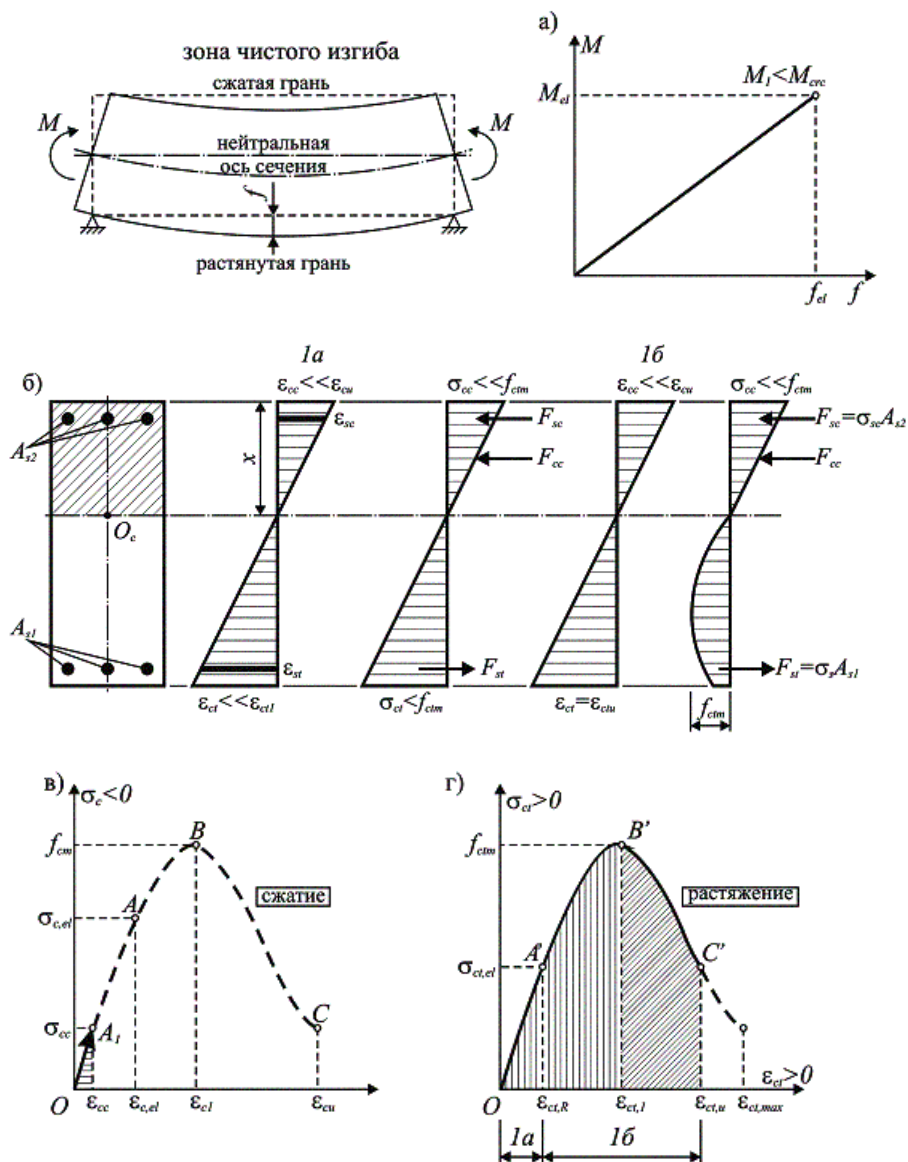


Рис. 1.14. Распределение деформаций и напряжений по высоте нормального сечения в стадии 1 напряженно-деформированного состояния

При этом сохраняется практически линейная зависимость между моментом, действующим в нормальном сечении, (M) и прогибом (f), фиксируемым по прогибомерам (рис. 1.14а). Нейтральная ось сечения, разделяющая сжатую и растянутую зоны, располагается примерно на уровне центра тяжести приведенного сечения (рис. 1.14б). Относительные деформации наиболее растянутой грани бетона не превышают упругих, а модуль деформаций как для сжатого, так и для растянутого бетона равен начальному модулю упругости E_{c0} .

Если бетон в сжатой зоне все еще продолжает работать в области упругого деформирования (участок OA_1 диаграммы рис. 1.14в), то в бетоне растянутой зоны развиваются значительные пластические деформации. Связь между напряжениями и деформациями становится нелинейной и в пределах растянутой зоны сечения практически полностью реализуется диаграмма деформирования бетона при растяжении (участок OB' рис. 1.14в).

При приближении к предельным деформациям $\varepsilon_{ct,u}$ (участок $B'C'$ рис. 1.14г) наступает **стадия 1б**, предшествующая образованию нормальных трещин в растянутой зоне сечения.

Стадия 1 считается завершенной, когда при достижении наиболее растянутой гранью сечения предельных деформаций ε_{ctu} образуются нормальные трещины и происходит перераспределение внутренних усилий между арматурой и бетоном. Момент образования нормальных трещин будет отмечен изменением угла наклона графика зависимости « $M-f$ » (рис. 1.15) в результате снижения изгибной жесткости сечения и возрастания деформаций растянутой арматуры из-за перераспределения усилий в растянутой зоне сечения.

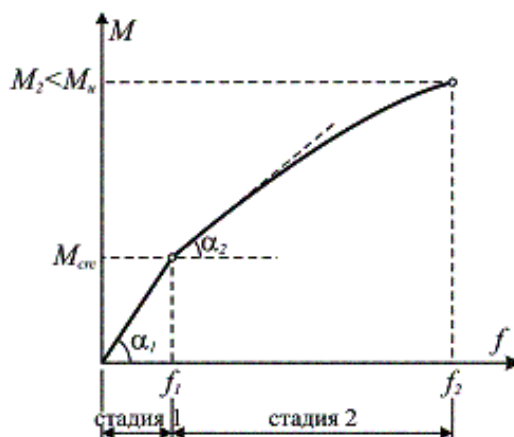


Рис. 1.15. Зависимость « $M-f$ »

Таким образом характерными чертами стадии 1 напряженно-деформированного состояния сечения являются:

- отсутствие нормальных трещин в растянутой зоне сечения;
- линейное распределение относительных деформаций по высоте сечения, т.е. практически строгое выполнение гипотезы плоских сечений до момента появления трещин;
- совместная работа арматуры и окружающего ее бетона без нарушения сцепления.

Стадия 2 характеризует сопротивление нормального сечения железобетонной конструкции, имеющей нормальные трещины. После образования нормальных трещин в сечении с трещиной нейтральная ось смещается по направлению к наиболее сжатой грани, уменьшая высоту сжатой зоны (x). В то же время на участках между трещинами, где арматура продолжает сопротивляться совместно с бетоном и сцепление не нарушено, положение нейтральной оси в меньшей степени отклоняется от начального, соответствующего упругой работе материала. Таким образом нейтральная ось по длине зоны чистого изгиба занимает некоторое волнообразное положение. При этом деформации и напряжения в растянутой арматуре и сжатом бетоне по длине элемента распределяются неравномерно. Так, для растянутой арматуры напряжения в сечении с трещиной достигают максимальных значений $\sigma_{s,max}$ убывая по мере приближения к середине участка между трещинами $l_{cr}/2$ (рис. 1.16). Для бетона растянутой зоны наблюдается обратная картина.

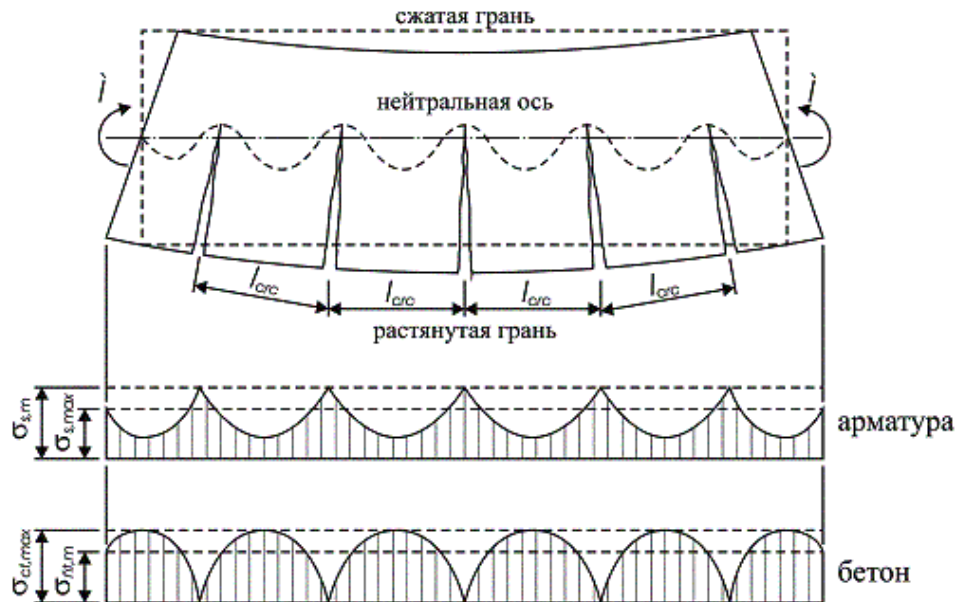


Рис. 1.16. Распределение напряжений в растянутой арматуре и растянутом бетоне для железобетонной конструкции в стадии 2

Распределение деформаций и напряжений по высоте нормального сечения в стадии 2 показано на рис. 1.17.

Таким образом, в сечении с трещиной существенно возрастает роль арматуры, в основном воспринимающей растягивающее усилие (F_{st}), которое уравновешивает усилие в сжатой зоне бетона F_{cc} , а при наличии арматуры A_{sc} – и дополнительное усилие в сжатой арматуре F_{sc} .

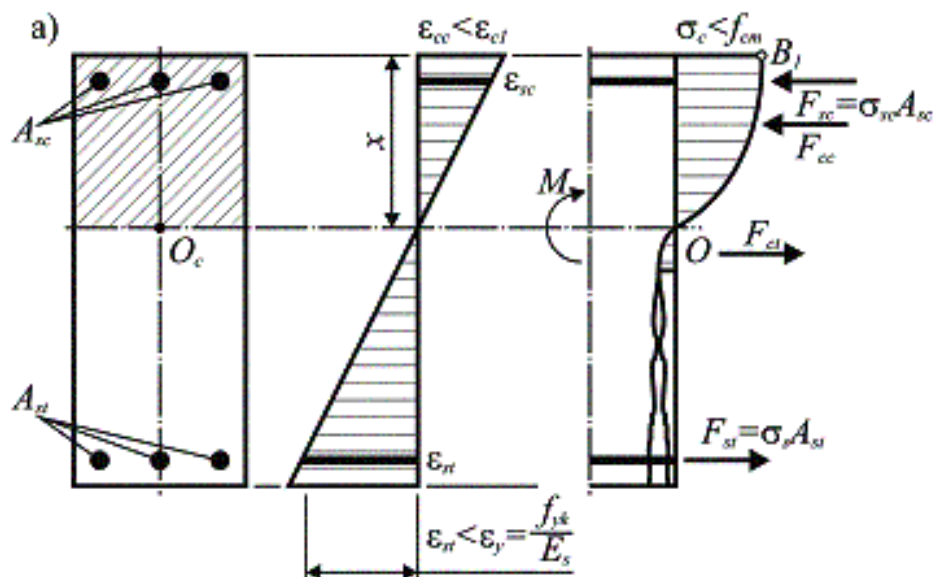


Рис. 1.17. Распределение напряжений и деформаций по высоте нормального сечения в стадии 2 напряженно-деформированного состояния

Учитывая то, что связь между напряжениями и относительными деформациями бетона в сжатой зоне сечения становится нелинейной, изменяется и модуль деформаций бетона. Увеличение количества нормальных трещин по длине зоны чистого изгиба, их развитие по высоте растянутой зоны сечения, уменьшение модуля деформаций бетона сжатой зоны приводят к тому, что зависимость между моментом и прогибом становится нелинейной.

Таким образом, для стадии 2 характерными являются следующие признаки:

- В растянутой зоне сечения развиваются нормальные трещины, имеющие ширину раскрытия, зависящую от уровня нагружения конструкции, т.е. средних деформаций растянутой арматуры.

- Относительные продольные деформации и напряжения в бетоне и арматуре по длине элемента распределены неравномерно. В сечении с трещиной растягивающие усилия в основном воспринимает арматура, а на участке между трещинами – совместно бетон и арматура. В середине участка между трещинами обеспечена совместная работа бетона и арматуры, а по мере приближения к берегам трещины может наблюдаться проскальзывание арматуры относительно бетона.

- Гипотеза плоских сечений остается справедливой для некоторого среднего сечения по длине зоны чистого изгиба. В отдельном сечении, проходящем через трещину в виду депланации ее краев, гипотеза плоских сечений может нарушаться.

Дальнейшее увеличение нагрузки приводит к переходу испытываемой балки в стадию 3, характеризующую наступление в нормальном сечении предельного состояния по прочности – разрушения. При этом возможны два случая разрушения железобетонного элемента по нормальному сечению.

В первом случае относительные деформации растянутой арматуры достигают предельных значений ε_{sy} , соответствующих напряжениям, равным

физическому или условному пределу текучести. При этом относительные деформации наиболее сжатой грани бетона к этому моменту не достигают предельной сжимаемости ϵ_{cu} . В этом случае прогибы элемента развиваются без прироста нагрузки, трещины раскрываются и развиваются в глубину по высоте сечения, сокращая высоту сжатой зоны (рис. 1.18).

Разрушение, начинающееся по растянутой арматуре с увеличением деформаций арматуры $\epsilon_s > \epsilon_{sy}$ может завершаться по сжатому бетону, когда его относительные деформации достигают предельных значений ϵ_{cu} .

Во втором случае относительные деформации сжатого бетона достигают предельных значений ϵ_{cu} прежде, чем растянутая арматура. Разрушение по сжатому бетону происходит хрупко с раздроблением бетона сжатой зоны. Арматура, применяемая для армирования растянутой зоны сечения, полностью не используется. Этот случай является опасным, т.к. разрушение может произойти даже без чрезмерного раскрытия нормальных трещин в растянутой зоне сечения. При проектировании конструкция должна быть гарантирована от наступления разрушения по сжатой зоне сечения.

В **стадии 3** следует отдельно остановиться на работе арматуры, располагаемой в сжатой зоне сечения. На этом этапе арматура A_{sc} играет важную роль, воспринимая часть усилия, действующего в сжатой зоне сечения. Наличие арматуры в сжатой зоне позволяет изменить случай, по которому происходит разрушение нормального сечения, что обусловлено дополнительным усилением, воспринимаемым сжатой зоной сечения. Необходимое минимальное количество арматуры A_{sc} , располагаемой в сжатой зоне сечения, назначают расчетом.

Данная стадия определяет предельное состояние сечения по прочности. При этом в зависимости от характера распределения по сечению продольных деформаций возможно два характерных случая разрушения нормального сечения. Если относительные деформации растянутой арматуры достигают предельных значений, соответствующих напряжениям, равным условному или физическому пределу текучести раньше, чем бетон наиболее сжатой грани достигает предельной сжимаемости ϵ_{cu} , разрушение начинается по растянутой зоне. В противном случае разрушение происходит по бетону сжатой зоны сечения при достижении предельных деформаций бетона при сжатии ϵ_{cu} . Оптимальным является случай, когда в стадии разрушения одновременно наступает текучесть арматуры (ϵ_{su}) и бетон сжатой зоны достигает предельных значений относительных деформаций сжатия (ϵ_{ce}).

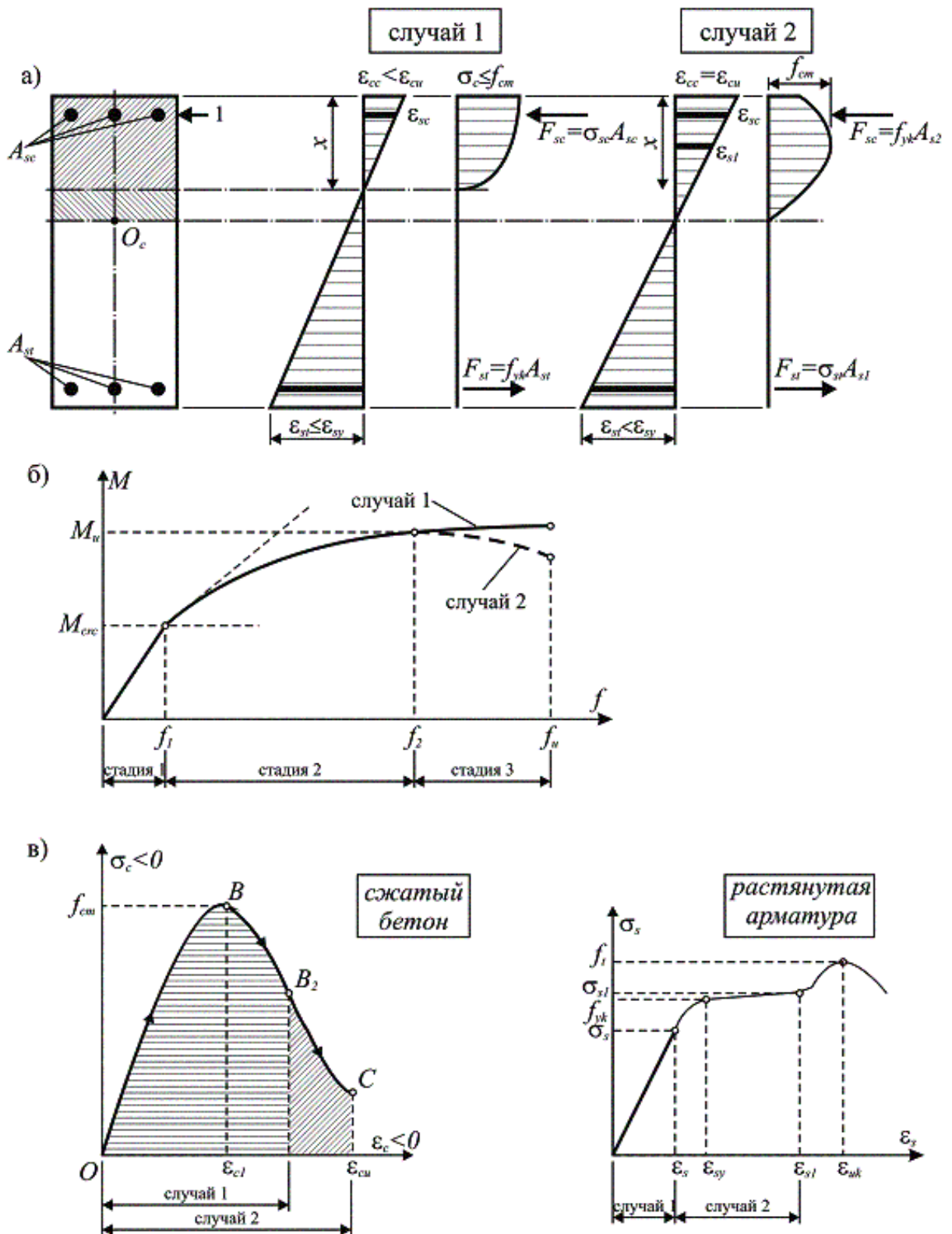


Рис. 1.18. Распределение деформаций и напряжений по высоте нормального сечения в стадии 3 напряженно-деформированного состояния (а), зависимость « M - f » (б) и текущие значения напряжений в бетоне и арматуре (в)

По длине пролета рассмотренной железобетонной балки одновременно при одном уровне нагружения имеют место все рассмотренные стадии напряженно-деформированного состояния для нормального сечения в зависимости от изменения величины изгибающего момента (рис. 1.26).

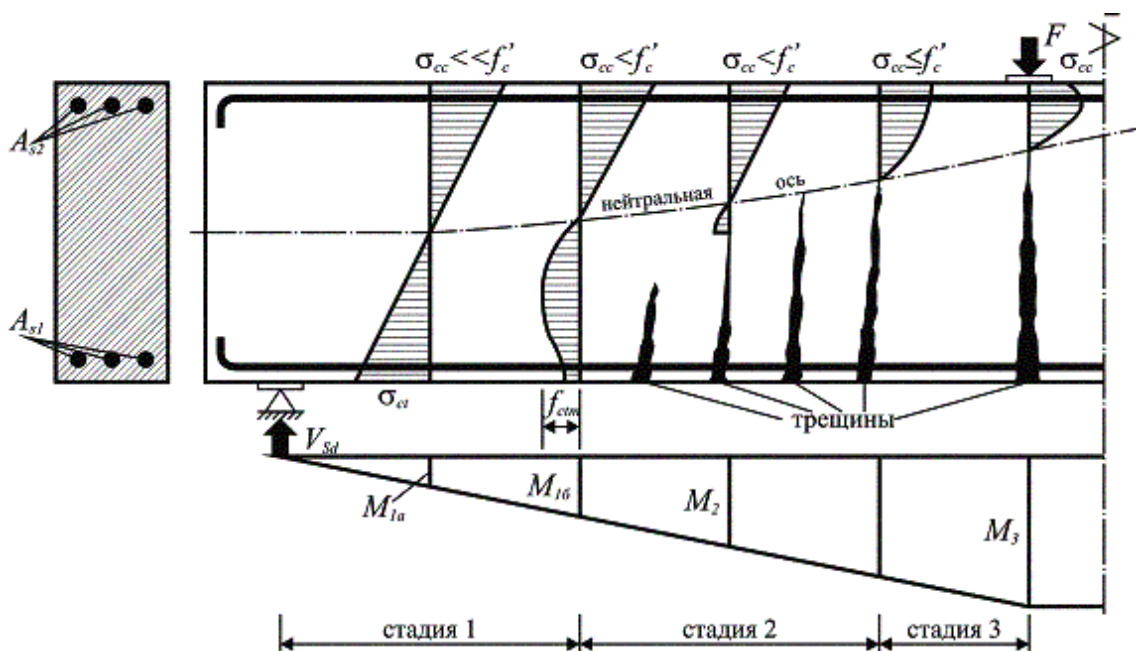


Рис. 1.19. Изменение по длине балки характерных стадий напряженно-деформированного состояния

Если пренебречь влиянием поперечной силы V_{sd} в приопорной зоне, где изгибающий момент M_l незначителен, сечение работает в стадии 1. По мере приближения к линии, по которой действует сила F , приложенная в пролете, наблюдается переход из стадии 1 в стадию 2, а далее и в стадию 3.

Основные положения методов расчета железобетонных конструкций по допускаемым напряжениям и разрушающим усилиям. Метод расчета конструкции по предельным состояниям. Основные требования, предъявляемые к строительным конструкциям

До 1938 года был положен в основу метод расчета по допускаемым напряжениям. С 1938 по 1955 гг. – метод расчета по разрушающим усилиям. С 1955 по настоящее время в основу нормативных документов положен метод расчета по предельным состояниям, разработанным советскими учеными Михайловым и Гвоздевым.

1. Расчет по допускаемым напряжениям.

Основным недостатком этой теории является то, что бетон рассматривался как упругий материал, то есть этот метод не позволял определить истинное напряжение в материалах, что, в свою очередь, приводило к излишнему расходу материалов.

За основу этого метода была положена II стадия напряженно-деформированного состояния конструкции при изгибе со следующими допущениями:

- напряжения в бетоне растянутой зоны $\sigma_{ct} = 0$;
- растягивающие напряжения воспринимает только арматура, расположенная в растянутой зоне сечения $\sigma_{st} = R_s = f_{yd}$;
- бетон в сжатой зоне сечения работает в упругой стадии согласно закону Гука, т.е. зависимость между деформациями и напряжениями линейная;

Схема реактивных усилий в нормальном сечении изгибаемого элемента показана на рис. 1.20.

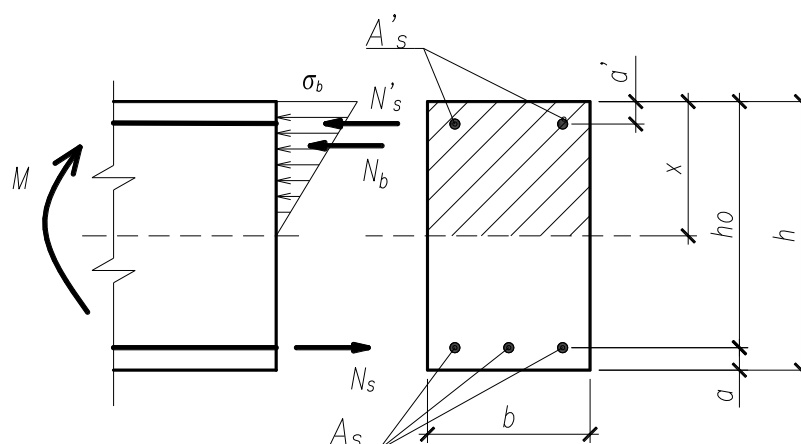


Рис. 1.20. К расчету балки прямоугольного сечения по допускаемым напряжениям

Как следствие этих допущений, в бетоне сжатой зоны принимается треугольная эпюра напряжений и постоянное отношение модулей упругости материалов $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$. Рассматривают приведенное однородное сечение, в котором площадь сечения арматуры A_s заменяют площадью сечения бетона, равной $\alpha \cdot A_s$. Исходя из равенства деформаций бетона и арматуры

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{E_s} = \varepsilon_b = \frac{\sigma_b}{E_b},$$

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

$$\sigma_s = \alpha \cdot \sigma_b$$

Краевое напряжение в бетоне определяют как для приведенного однородного сечения

$$\sigma_b = \frac{M \cdot x}{I_{red}},$$

где: x – высота сжатой зоны

Напряжения в растянутой арматуре

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

Напряжения в сжатой зоне арматуры

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

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

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

Момент инерции приведенного сечения

$$I_{red} = \frac{bh^3}{3} + \alpha \cdot A_s (h_0 - x)^2 + \alpha A'_s (x - a') = 0$$

Напряжения в бетоне и арматуре ограничиваются допускаемыми напряжениями, которые устанавливаются как некоторые доли временного сопротивления бетона сжатию $\sigma_b = 0.45R$ (где: R – марка бетона, принимаемая равной кубиковой прочности бетона) и предел текучести арматуры $\sigma_s = 0.5\sigma_y$

2. Метод расчета по разрушающим усилиям.

Учитывал упруго-пластические свойства бетона. Основным недостатком этого метода является то, что возможное отклонение фактических нагрузок и прочностных характеристик материалов от своих расчетных значений учитывались одним общим коэффициентом запаса прочности, что явно не соответствует действительной работе железобетонных конструкций.

Этот метод расчета исходит из III стадии напряженно-деформированного состояния конструкции при изгибе. Работа бетона в растянутой зоне не учитывается. В расчетные формулы вместо допускаемых напряжений вводят предел прочности бетона при сжатии и предел текучести арматуры. При этом отпадает необходимость в использовании коэффициента приведения $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$.

Эпюра напряжений в бетоне сжатой зоны вначале была криволинейной, а затем – прямоугольной (с учетом небольших погрешностей в расчетах) рис. 1.21.

Усилия, допускаемые при эксплуатации конструкций, определяли делением разрушающего усилия на общий коэффициент запаса прочности K . Так для изгибаемых элементов

$$M = \frac{M_{разр}}{K}$$

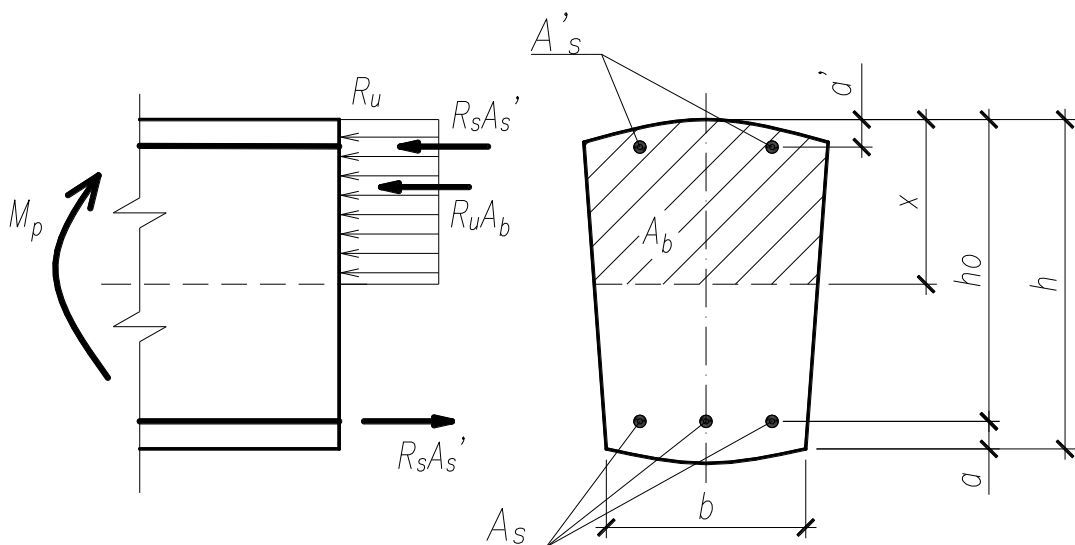


Рис. 1.21. К расчету балки любого симметричного сечения по разрушающим усилиям

При определении разрушающих усилий элементов, работающих по случаю 1, разрушение которых начинается в растянутой зоне, вместо гипотезы плоских сечений применяют принцип пластического разрушения, впервые обоснованный советским ученым А. Ф. Лолейтом.

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

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

$$R_u A_b + R_s A'_s = R_s A_s$$

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

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

$$M_p = R_u S_b + R_s A'_s (h_0 - a')$$

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

Метод расчета по разрушающим усилиям учитывающий упругопластические свойства железобетона более правильно отражает действительную работу сечения конструкции под нагрузкой.

Но недостатком этого метода является невозможность учета отклонений фактических нагрузок и прочностных характеристик материалов от их расчетных значений, которые не могли быть учтены одним общим коэффициентом запаса К.

3. Метод расчета по предельным состояниям.

По этому методу четко устанавливаются предельные состояния конструкций с использованием системы расчетных коэффициентов, введение которых гарантирует, что такое предельное состояние не наступит при самых неблагоприятных сочетаниях нагрузок.

Предельное состояние – такое состояние, при достижении которого конструктивная система или составляющий ее элемент перестает удовлетворять предъявляемым к ним требованиям.

Установлены две группы предельных состояний:

1. Предельные состояния по несущей способности (ULS).
2. Предельное состояние по эксплуатационной пригодности.

Предельное состояние по несущей способности (ULS) связано с потерей прочности, устойчивости и другими формами разрушения конструкции, создающими опасность для жизнедеятельности людей.

Предельное состояние по эксплуатационной пригодности затрудняет нормальную эксплуатацию и связано со следующими ограничениями:

1. Недопустимое трещинообразование в бетоне конструкции, влияющее на долговечность и внешний вид конструкции.
2. Чрезмерные деформации и перемещения, затрудняющие технологический процесс, создающие неблагоприятный внешний вид конструкции, повреждения отделки и других неконструктивных элементов.

Расчеты по несущей способности (ULS) являются наиболее важными и ответственными, так как именно они определяют безопасность конструкции.

Они включают в себя:

1. Расчет по прочности (нормальных сечений, наклонных сечений).
2. Расчеты по устойчивости формы и устойчивости положения.
3. Расчеты на выносливость при действии многократно повторяющейся нагрузки.

Расчеты по предельным состояниям по несущей способности производят из условия, по которому усилия от расчетных воздействий не превышают предельных усилий, которые может воспринять конструкция. В общем виде это можно записать следующим образом:

$$\begin{aligned} E_d &\leq R_d \\ N_{sd} &\leq N_{rd} \\ M_{sd} &\leq M_{rd} \\ V_{sd} &\leq V_{rd} \end{aligned}$$

E_d - расчетное значение внешнего воздействия

R_d - расчетное значение предельного усилия, которое может воспринять сечение конструкции

N_{sd}, M_{sd}, V_{sd} - расчетная внешняя нагрузка

N_{rd}, M_{rd}, V_{rd} - несущая способность сечения (нагрузка, которую может воспринять сечение)

Расчеты по эксплуатационной пригодности включают в себя:

1. Расчет трещиностойкости – состоит из трех этапов:
 - a. расчет по образованию трещин;
 - b. расчет ширины раскрытия трещин;
 - c. расчет по закрытия трещин (при необходимости, по требованиям норм) – выполнение условий декомпрессии.
2. Расчет по деформациям – расчет прогибов. Два варианта расчета:
 - a. расчет с наличием трещин;
 - b. расчет прогибов без трещин.

1. $C_k \leq C_{lim}$

2. $\omega_k \leq \omega_{lim}$

3. $a_k \leq a_{lim}$

C_k - расчетное значение параметра;
 C_{lim} - предельное, нормируемое значение параметра;
 ω_k - расчетная ширина раскрытия трещин;
 ω_{lim} - предельно допустимая ширина раскрытия трещин (регламентируется нормативными документами);
 a_k - расчетный прогиб или перемещение железобетонной конструкции от внешней нагрузки;
 a_{lim} - предельно допустимый прогиб, регламентируется нормативным документом по нагрузкам и воздействиям.

Воздействия (нагрузки) на железобетонные конструкции в методе предельных состояний

Общая классификация воздействий

Согласно нормативным документам воздействия классифицируются в зависимости от:

1. Источника происхождения:
 - a. Прямое воздействие (воздействия приложены непосредственно к конструкции и вызывают в элементах напряжения и перемещения).
 - b. Косвенное воздействие (реактивные силы, вызванные перемещением связей, соединениями, неравномерными осадками опор, температурно-усадочными деформациями).
2. Изменения величины воздействия во времени (продолжительности действия):
 - a. Постоянная нагрузка G .
 - b. Переменное значение – полезная, ветровая, снеговая – Q .
 - c. Особая нагрузка (аварийная).
3. Изменения воздействий в пространстве
 - a. Стационарная (неподвижная).
 - b. Нестационарная (подвижная).
4. Физической природы воздействия
 - a. Статические нагрузки.
 - b. Динамические нагрузки.

Нормативное и расчетное воздействие

При расчете железобетонных конструкций согласно нормативным документам, в общем случае переход от нормативных к расчетным значениям осуществляется следующим образом. Расчетные значения нагрузок определяют путем умножения их нормативного значения на частный коэффициент безопасности по нагрузке

Для *постоянных* нагрузок (вес конструкций):

$$\begin{cases} G_d = G_k \gamma_G \\ \gamma_G = 1.35 \end{cases}$$

Для *переменных* нагрузок:

$$\begin{cases} Q_d = Q_k \gamma_Q \\ \gamma_Q = 1.5 \end{cases}$$

Сочетание нагрузок. Наиболее неблагоприятного сочетания нагрузок.

Расчет по предельным состояниям следует выполнять с учетом наиболее неблагоприятного сочетания нагрузок. Эти сочетания устанавливаются из реальности вариантов одновременного действия различных воздействий.

При расчете железобетонных конструкций по несущей способности, следует определять следующее сочетание нагрузок.

При постоянных и переменных расчетных ситуациях (кроме многократно повторяющихся нагрузок или действия преднапряжения) наиболее неблагоприятное сочетание выбирается из двух вариантов (двух основных сочетаний)

Первое основное сочетание:

$$\begin{aligned} \sum_j (\gamma_{G,j} * G_{k,j}) + \sum_{i=1} (\gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i}) \\ \Sigma_1 = \sum_j (\gamma_{G,j} * G_{k,j}) \\ \Sigma_2 = \sum_{i=1} (\gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i}) \end{aligned}$$

$G_{k,j}, Q_{k,i}$ - нормативные значения постоянных и переменных нагрузок;

$\gamma_{G,j}, \gamma_{Q,i}$ - частный коэффициент безопасности для постоянных и переменных нагрузок;

Σ_1 - полная сумма всех расчетных постоянных нагрузок;

Σ_2 - полная сума всех расчетных переменных нагрузок, с соответствующими понижающими коэффициентами;

$\psi_{0,i}$ - понижающий коэффициент сочетаний переменных нагрузок.

Второе основное сочетание:

$$\begin{aligned} \sum_j (\zeta * \gamma_{G,j} * G_{k,j}) + \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} + \sum_{i=1} (\gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i}) \\ \sum_j (\zeta * \gamma_{G,j} * G_{k,j}) = 0,85 \Sigma_1 \\ \gamma_{Q,1} * Q_{k,1} = D \\ \sum_{i=1} (\gamma_{Q,i} * \psi_{0,i} * Q_{k,i}) = \Sigma_2 \end{aligned}$$

$0,85 \Sigma_1$ - пониженная сумма всех постоянных расчетных нагрузок

D - полное расчетное значение (доминирующее) одной из переменных нагрузок.

Количество вариантов второго основного сочетания зависит от количества переменных нагрузок.

Особое сочетание:

Для учета влияния длительности действия нагрузок при расчете по несущей способности следует так же принимать (определять) практически постоянное сочетание нагрузок.

$$\sum_j G_{k,j} + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i>1} (\psi_{2,i} Q_{k,i})$$

При расчете конструкций по эксплуатационной пригодности следует принимать:

- Нормативное (редкое) сочетание
- Частое сочетание $P_{k,fr} = g_k + \psi_1 \cdot q_k$
- Практически постоянное сочетание $P_{k,lt} = g_k + \psi_2 \cdot q_k$

Для расчета по эксплуатационной пригодности, коэффициент безопасности по нагрузке принимается равным единице.

Частные коэффициенты для материалов:

Для того, чтобы обеспечить требуемую надежность конструкции, необходимо для бетона или арматурной стали данного класса назначить такие величины расчетных сопротивлений, которые в подавляющем большинстве случаев были бы не ниже возможных фактических сопротивлений бетона и арматуры в конструкции. Как следует из опытных наблюдений, изменчивость прочностных характеристик бетона и арматуры имеет случайный характер и подчиняется вероятностно-статистическим законам. Поэтому для оценки прочностных характеристик бетона и арматуры, внесенных в методы расчета железобетонных конструкций используют вероятностный подход.

Для определения характеристических значений прочностных характеристик материалов принимают значение обеспеченности не менее 0,95, обозначающее, что не менее чем в 95 случаях из 100 прочность материала будет выше нормативной. Такая обеспеченность является весьма высокой и дает ощутимый запас прочности конструкции. Тогда связь между нормативным и средним значениями прочности при $t = 1,64$ выражается формулой:

$$f_k = f_m (1 - 1,64 V_x)$$

где f_k – нормативное значение прочности;

f_m – средняя прочность;

V_x – коэффициент вариации прочности, принимаемый по результатам статистических оценок.

Для расчетов по методу предельных состояний используют расчетные прочностные характеристики материалов.

При проверке предельных состояний по несущей способности следует использовать частные коэффициенты для материалов γ_c и γ_s .

Частные коэффициенты для материалов
для предельных состояний по несущей способности

Таблица 1.3.

Расчетная ситуация	γ_c для бетона	γ_s для арматуры	γ_s для напрягаемой арматуры
Постоянная и переходная	1,5	1,15	1,15
Особая	1,2	1,0	1,0

Значения частных коэффициентов для материалов при проверке предельных состояний по эксплуатационной пригодности следует принимать $\gamma_c=1$ и $\gamma_s=1$.

Основные требования к железобетонным конструкциям:

Согласно нормативным документам железобетонные конструкции должны удовлетворять требованиям:

1. *По безопасности* - чтобы с назначенной степенью надежности не происходили бы разрушения любого характера при самых неблагоприятных сочетаниях нагрузок.
2. *По пригодности к эксплуатации* – чтобы с назначенной степенью надежности при самых неблагоприятных воздействиях не происходило бы образование трещин, чрезмерное их раскрытие, а так же не возникали бы лимитированные прогибы и колебания.
3. *По долговечности* – чтобы с назначаемой степенью надежности в течение установленного нормами периода эксплуатации конструкции удовлетворяли бы требованиям к безопасной нормальной эксплуатации при сочетаниях самых неблагоприятных воздействий.

Долговечная конструкция должна удовлетворять требованиям по эксплуатационной пригодности, прочности и устойчивости в течение всего проектного срока службы без существенной утраты эксплуатационных свойств при соразмерных эксплуатационных расходах. Необходимо учитывать возможное значение прямых и косвенных воздействий, условий окружающей среды и связанных с ними воздействий.

Условия окружающей среды — это химические и физические условия, в которых находится конструкция, в дополнение к механическим воздействиям. Условия окружающей среды классифицируются по таблице 4.1 ТКП EN 1992-1-1. Дополнительно к условиям согласно таблице 4.1, как правило, должны учитываться определенные виды агрессивных или косвенных воздействий. Классы по условиям эксплуатации делятся на:

- 1) ХО (Отсутствие риска коррозии и химического воздействия).
- 2) ХС1, ХС2, ХС3, ХС4 (Коррозия, вызванная карбонизацией).
- 3) ХД1, ХД2, ХД3 (Коррозия, вызванная хлоридами).
- 4) ХС1, ХС2, ХС3 (Коррозия, вызванная хлоридами морской воды).

5) XF1, XF2, XF3, XF4 (Воздействие попеременного замораживания и оттаивания).

6) ХА1, ХА2, ХА3 (Химическое воздействие).

Для достижения требуемого проектного срока службы конструкции необходимо определить мероприятия для защиты каждого отдельного конструктивного элемента от соответствующих воздействий окружающей среды.

Защита арматуры от коррозии зависит от плотности, качества и толщины защитного слоя и наличия трещин. Плотность и качество защитного слоя достигаются ограничением водоцементного отношения, требованием к минимальному содержанию цемента и должны быть обеспечены при минимальном классе прочности бетона.

Защитный слой бетона

Под защитным слоем понимают расстояние между поверхностью арматуры (включая хомуты, поперечные стрежни, а также поверхностную арматуру) и ближайшей поверхностью бетона. Номинальная толщина защитного слоя должна быть указана в рабочих чертежах. Она определяется как сумма минимальной толщины c_{min} и принятого допустимого при проектировании отклонения Δc_{dev} .

Защитный слой бетона должен обеспечить совместную работу арматуры и бетона. Эта величина строго регламентируется нормативными документами и зависит от следующих факторов:

1. От класса по условиям эксплуатации конструкции.
2. От вида арматуры, в частности, с предварительным напряжением или без предварительного напряжения.
3. От вида конструкции – сборная или монолитная, плита, балка или фундамент.
4. От условий расположения арматуры в сечении.

$$c = c_{min} + \frac{\phi_s}{2}$$

$$d = h - c$$

c_{min} – минимально допустимая величина защитного слоя бетона, регламентируемая нормами;

c - защитный слой (расстояние от центра тяжести стержня до нижней грани сечения, вводимое в расчет);

d – рабочая высота сечения.

Минимальную толщину защитного слоя c_{min} следует назначать как большее значение из условия обеспечения сцепления и защиты от влияния окружающей среды:

$$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ мм}\},$$

где $c_{min,b}$ — минимальная толщина из условия сцепления, см. табл. 4.2 ТКП EN 1992-1-1;

$c_{min,dur}$ — минимальная толщина из условий защиты от влияния окружающей среды. Нормы дают отдельно рекомендации по определению $c_{min,dur}$ для предварительно напряженных железобетонных конструкций и железобетонных конструкций без предварительного напряжения согласно табл. 4.4N и 4.5N ТКП EN 1992-1-1.

$\Delta c_{dur,\gamma}$ — дополнительный элемент надежности. Согласно национальному приложению $\Delta c_{dur,\gamma}=0$;

$\Delta c_{dur,st}$ — уменьшение минимальной толщины при использовании нержавеющей стали. Согласно национальному приложению $\Delta c_{dur,st}=0$;

$\Delta c_{dur,add}$ — уменьшение минимальной толщины при использовании дополнительной защиты. Согласно национальному приложению $\Delta c_{dur,add}=0$.

Минимальный защитный слой для арматурной стали и напрягающих элементов в нормальном бетоне, исходя из классов условий эксплуатации и классов конструкции, определяется значением $c_{min,dur}$, приведенных в табл. 4.3, 4.4 и 4.5 ТКП EN 1992-1-1.

Тема 1.4 Классификация методов расчета железобетонных конструкций. Общий деформационный метод расчета

Согласно положения норм проектирования расчет железобетонных конструкций по прочности сечений нормальных к продольной оси при действии изгибающих моментов и продольных сил может выполняться с использованием нескольких методов, область применения которых приведена в таблице 1.4.

Метод предельных усилий

Расчет прочности нормальных сечений простой симметричной формы (прямоугольные, тавровые, двутавровые) с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения допускается производить по методу предельных усилий с использованием только уравнения равновесия всех продольных сил, действующих в рассматриваемом сечении конструкции, и уравнений равновесия моментов относительно выбранных осей при расчетных сопротивлениях материалов (таблица 1.4).

Классификация методов расчета железобетонных элементов по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента при действии изгибающего момента и продольных сил.

Таблица 1.4.

Метод расчета	Вид диаграммы деформирования бетона	Характер эпюры напряжений сжатой зоны	Область применения метода расчета
Общий деформационный	Параболическая с ниспадающей ветвью	Криволинейная	Расчет конструкции по прочности сечения любой формы с произвольным расположением арматуры при любой схеме приложения продольной силы и изгибающих моментов
Упрощенный деформационный	Параболически линейная Билинейная	Криволинейная Трапецеидальная	
Предельных усилий	Жесткопластическая	Прямоугольная	Расчет конструкций по прочности сечений, имеющих простую симметричную форму (прямоугольную, тавровую, двутавровую), с арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой граней и усилиями, действующими в плоскости симметрии сечения элемента: при выполнении условия $x \leq \xi_{lim} \cdot d$ для конструкций, изготовленных из бетона класса не более С50/60; при выполнении условия $x > \xi_{lim} \cdot d$ для конструкций, изготовленных из бетона класса С25/30 и ниже с арматурой классов S240, S400, S500.

Предельное усилие в бетоне сжатой зоны определяется напряжением, равным расчетному сопротивлению бетона на сжатие f_{cd} , умноженному на коэффициент α , учитывающий длительное действие нагрузки, неблагоприятный способ ее приложения и т.д. При этом, сжимающие напряжения считают равномерно распределенными по высоте условной сжатой зоны сечения (прямоугольная эпюра напряжений в сжатой зоне бетона).

Предельное усилие в арматуре растянутой зоны определяется напряжениями, равными расчетному сопротивлению арматуры растяжению при высоте условной сжатой зоны сечения меньше граничной ($x_{eff} \leq x_{eff,lim}$). Предельное усилие в арматуре сжатой зоны определяется напряжением, равным расчетному сопротивлению арматуры при сжатии, которые принимают равными расчетным сопротивлениям арматуры растяжению, но не более напряжений, отвечающим предельным относительным деформациям бетона при осевом сжатии. Прочность конструкции определяется предельными усилиями в сжатом бетоне, сжатой и растянутой арматуре при высоте условной сжатой зоны сечения меньше граничной и предельными усилиями в сжатом бетоне и сжатой арматуре при высоте условной сжатой зоны больше граничной ($x_{eff} > x_{eff,lim}$).

Упрощенный деформационный метод

Область применения этого метода такая же, как и в методе предельных усилий, но при этом возможно использование параболически линейной или билинейной диаграмм деформирования, поэтому характер напряжений в сжатой зоне бетона соответственно либо криволинейный, либо трапецеидальный.

Общий деформационный метод

Этот метод позволяет:

1. Выполнять расчет конструкций на прочность сечения любой формы (не только прямоугольные и тавровые)
2. С произвольным расположением арматуры (расчет и в растянутой и в сжатой зоне)
3. При любой схеме приложения М и N
4. Используют параболическую диаграмму бетона с ниспадающей ветвью, поэтому, в этом случае эпюра напряжений характер сжатой части бетона криволинейный.

В общем случае расчеты железобетонных конструкций на действие изгибающих моментов и продольных сил (сжимающих и растягивающих), по прочности (несущей способности) и пригодности к нормальной эксплуатации при любой форме поперечных сечений, любом расположении арматуры в пределах сечения и произвольной системе усилий, вызванных внешними воздействиями, следует производить на основе деформационной расчетной модели нормальных сечений, использующей совместно:

- уравнения равновесия моментов и продольных сил в нормальном сечении;
- уравнения, определяющие связь между напряжениями и деформациями бетона и арматуры, в виде диаграмм деформирования;
- уравнения, описывающие распределение относительных деформаций в бетоне и арматуре в пределах нормального сечения, исходя из гипотезы плоских сечений; при этом деформации арматуры, имеющей сцепление с бетоном (независимо, при сжатии или растяжении) следует принимать такими же, как и окружающего бетона;
- условия деформирования бетона и арматуры на участках между нормальными трещинами.

При использовании деформационной расчетной модели критерием исчерпания прочности железобетонной конструкции по нормальному сечению принято условие достижения сжатым бетоном и (или) растянутой арматурой предельных значений относительных деформаций, установленных нормативными документами.

При решении указанных уравнений используют либо правила точного интегрирования, либо прибегают к численному интегрированию (суммированию) напряжений, действующих по элементарным площадкам, выделенным в пределах расчетного сечения. Наиболее распространенным считается метод численного интегрирования (суммирования), в котором бетонное сечение мысленно разбивают на отдельные малые участки площадью A_{cn} , как правило, прямоугольной формы, дополненные по необходимости треугольными или трапециевидными участками.

В упрощенных моделях принимают допущение о том, что напряжения σ_{cn} в пределах каждого выделенного элементарного участка бетона постоянны и равны напряжениям на уровне его центра тяжести. Поэтому относительные деформации ε_{cn} рассчитывают на уровне центра тяжести каждого элементарного участка. Считается, что допущение о постоянстве напряжений в пределах элементарного участка не вносит существенной погрешности в расчеты, если его размеры не превышают $1/10$ соответствующего размера сечения.

Упрощенный деформационный метод расчета

Предпосылки и допущения метода

Этот метод можно применять при проектировании ЖБК, имеющих сечение простой геометрической формы с симметричной арматурой, сосредоточенной у наиболее растянутой и наиболее сжатой гранях сечений. В этом случае допускается принимать параболически-линейную диаграмму, для которых взаимосвязь между напряжениями и относительными деформациями можно описывать следующими зависимостями:

$$\begin{cases} \sigma_c = \alpha f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{cu2}} \right)^n \right] \\ \text{при } 0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{c2} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_c = \alpha f_{cd} \\ \text{при } \varepsilon_{c2} \leq \varepsilon \leq \varepsilon_{cu2} \end{cases}$$

ε_{c2} – относительная деформация соответствующая максимальному напряжению бетона по принятой диаграмме;

ε_{cu2} - расчетная предельная относительная деформация бетона;

n – показатель степени, принимаемый в зависимости от класса бетона.

В общем случае при расчетах в рамках деформационной модели предельные усилия, которые способен воспринять железобетонный элемент в сечении с трещиной, определяют из совместного решения системы уравнений, включающей:

- уравнения равновесия моментов и продольных сил;
- уравнения совместности деформаций, определяющие распределение деформаций в бетоне и арматуре по высоте нормального сечения;
- уравнений, устанавливающих связь между напряжениями и относительными деформациями для бетона и арматуры в виде диаграмм деформирования.

Расчет прочности нормальных сечений в рамках упрощенного варианта деформационной модели базируется на следующих предпосылках и допущениях:

1. В расчетных уравнениях равновесия не учитывают сопротивление бетона в растянутой зоне сечения.

2. Для расчетного нормального сечения выполняется гипотеза плоских сечений в соответствии с которой относительные деформации по высоте сечения изменяются пропорционально расстоянию от рассматриваемой фибры до нейтральной оси.

3. Деформации арматуры, располагаемой в сжатой зоне сечения (ε_{sc}) и окружающего ее бетона (ε_c) равны, т.е. оба материала деформируются совместно.

4. Напряжения и относительные деформации бетона и арматуры связаны соответствующими расчетными диаграммами деформирования « σ – ε » для материалов.

5. Критерием исчерпания прочности железобетонных конструкций по нормальному сечению при использовании упрощенного деформационного метода принято условие достижения деформациями сжатого бетона $\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{cu2}$, в растянутой арматуре $\varepsilon_s = \varepsilon_{st}$. Согласно нормативным документам, ε_{cu2} не должны превышать (предельные деформации относительные в бетоне):

- а) Для центрально сжатых элементов $\varepsilon_{cu2} \leq 2\text{‰}$
- б) Для изгибаемых и внецентренно сжатых элементов $\varepsilon_{cu2} \leq 3.5\text{‰}$
- в) Величина $\varepsilon_{st} \leq 10\text{‰}$

При расчете по упрощенному деформационному методу рассматривают характерные области деформирования сечения в зависимости от величины относительных деформаций, достигаемых в растянутой арматуре – ε_{st} - и в

сжатом бетоне – ε_{cc} . При соответствующей системе усилий прочностных и деформационных характеристик материалов, а так же от геометрических характеристик сечения.

В упрощенном деформационном методе рассматривается 4 области деформирования:

Область 1а – бетон в сжатой зоне полностью не используется, при этом величина $\sigma_c < \alpha f_{cd}$. Разрушение происходит по растянутой зоне сечения.

Область 1б – бетон в сжатой зоне и арматура сжатой зоны используются полностью, при этом, относительные деформации в растянутой арматуре приблизительно равны предельным $\varepsilon_{st} \sim \leq 10^0 / \text{‰}$

Область 2 – бетон в сжатой зоне и арматура в сжатой зоне используются полностью, при этом относительные деформации в растянутой зоне $\varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_{st} < 10^0 / \text{‰}$ - самая реальная область.

Область 3а – растянутая арматура A_{st} полностью не используется, разрушение происходит по сжатой зоне сечения, при этом, относительная деформация в растянутой арматуре $0 \leq \varepsilon_{st} < \varepsilon_{sy}$

Область 3б – арматура A_{st} у менее сжатой грани сечения или растянутой используется не полностью.

Область 4 – все сечение сжато, арматура используется полностью в сжатом сечении.

Наиболее рациональной расчетной ситуацией при проектировании изгибаемых внецентренно сжатых или внецентренно растянутых ЖБ элементах, работающих с двухзначной эпюрой относительных деформаций является такая, при которой сечение с заданными геометрическими параметрами, прочностными и деформативными характеристиками материалов работает в области 2.

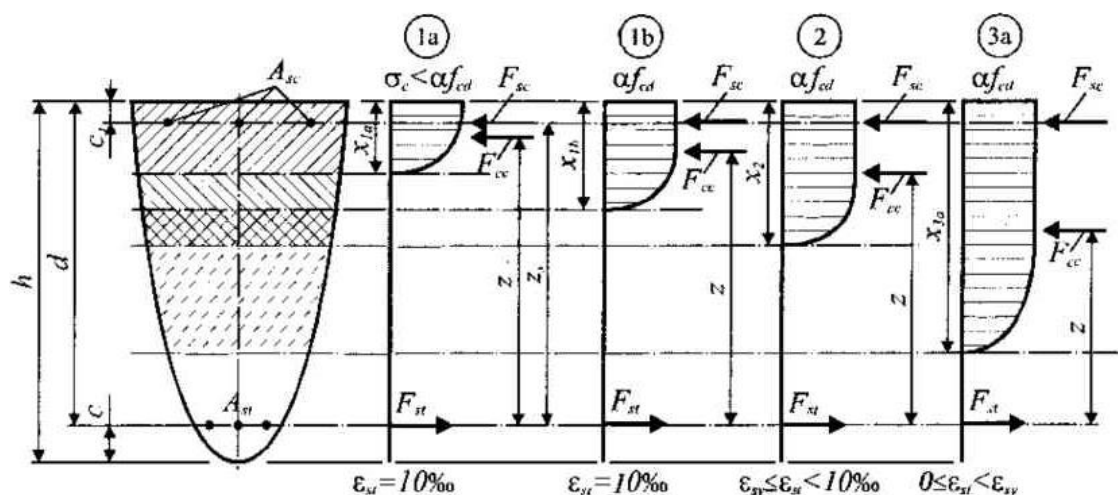


Рис. 1.22. Графики напряжений в бетоне сжатой зоны для разных областей деформирования

Представленное разделение на области деформирования позволяет на стадии проектирования не только оценить случай разрушения, но и проанализировать фактическое напряженно-деформированное состояние конструкции.

Тема 1.5 Расчет изгибаемых элементов прямоугольного сечения и таврового профиля по сечениям нормальным к продольной оси элементов

Прочность изгибаемых железобетонных элементов следует проверять из условия $M_{Sd} \leq M_{Rd}$, при заданных размерах сечения $b \times h$, площади растянутой арматуры A_{st} , прочностных и деформационных характеристиках материалов прочность проверяют в следующей последовательности. Определяют высоту сжатой зоны сечения в предположении, что относительные деформации растянутой арматуры и сжатого бетона достигают предельных значений одновременно. Из проекции всех сил на продольную ось элемента (рис. 1.23):

$$F_{cc} = F_{st}$$

Или

$$\omega_c \alpha f_{cd} b x = f_{yd} A_{st}$$

рассчитывают высоту сжатой зоны

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_{st}}{\omega_c \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b}$$

Если при полученном значении x удовлетворяется условие $x \leq x_{lim}$, прочность сечения определяют из уравнения моментов относительно растянутой арматуры

$$M_{Rd} = \omega_c \alpha f_{cd} b x z = \omega_c \alpha f_{cd} b x (d - k_2 x)$$

ω_c – коэффициент полноты эпюры сжатой зоны бетона;

k_{s2} - эмпирический коэффициент, зависящий от класса арматуры.

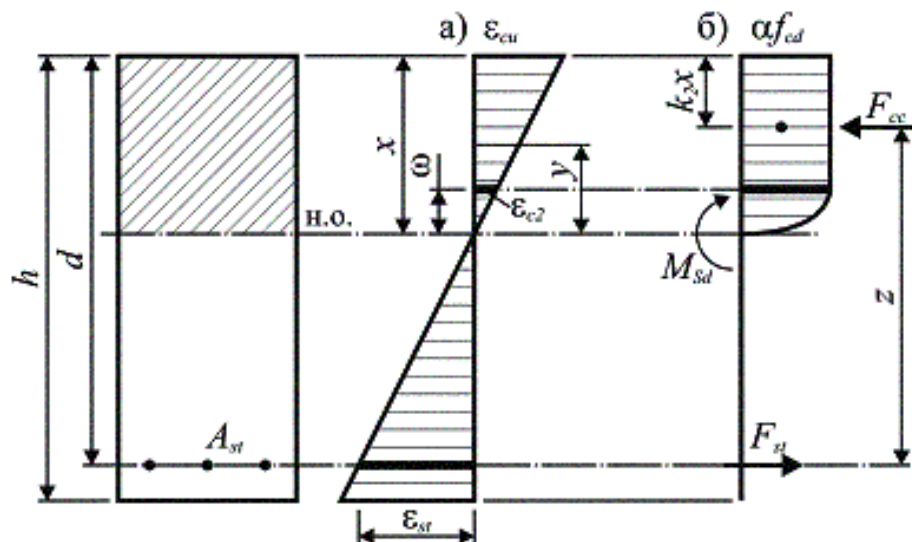


Рис. 1.23. Схемы распределения относительных деформаций (а) и напряжений (б) при определении предельного момента для прямоугольного сечения с одиночным армированием

В практике для расчета прямоугольных сечений пользуются вспомогательной таблицей, преобразуя формулу к виду:

$$M_{Rd} = \alpha_m \alpha f_{cd} b d^2$$

$$A_{st} = M_{Rd} / \eta d f_{yd}$$

где:

$$\alpha_m = \left(\frac{x}{d} \right) \cdot \left(1 - 0.5 \cdot \frac{x}{d} \right) = \xi \cdot (1 - 0.5 \cdot \xi)$$

$$\eta = z/d = 1 - 0.5 \cdot \frac{x}{d} = 1 - 0.5 \cdot \xi$$

В случае, если условие не выполняется, т.е. рассчитанное $x_{eff} > x_{lim}$, прочность сечения допускается определять по предельному моменту, который способно воспринять сечение при $x = x_{lim}$:

$$M_{Rd} = M_{Rd,lim} = \alpha_{m,lim} \alpha f_{cd} b d^2$$

где: $\alpha_{m,lim}$ – коэффициент, определяемый по формуле:

$$\alpha_{m,lim} = \omega_c \cdot \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu}} \right) \cdot \left[1 - K_2 \left(\frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{sy} + \varepsilon_{cu}} \right) \right]$$

Это упрощение дает некоторый запас прочности.

Если же для перearмированного сечения условие прочности $M_{Sd} \leq M_{Rd}$ не выполняется и при $M_{Rd} = M_{Rd,lim}$, необходимо прибегнуть к общему случаю расчета, определив фактическое распределение относительных деформаций и напряжений в нормальном сечении.

Эмпирические коэффициенты ω_c, K_f, K_{s2} определяются по специальным таблицам в зависимости от области деформирования, класса бетона и класса арматуры.

Внецентренно сжатые элементы

В отличие от изгибаемых элементов для внецентренно сжатых элементов напряжения в арматуре, расположенной у растянутой или менее сжатой грани сечения, изменяется в зависимости не только от ее количества, но и от эксцентриситета приложения продольной силы N_{Sd} , проходя значения от растягивающих напряжений, равных расчетному сопротивлению (физическому или условному пределу текучести) f_{yd} , до нуля и далее до предельных напряжений арматуры при сжатии. Поэтому, для внецентренно-сжатых элементов следует рассматривать две области работы арматуры: с напряжениями, равными пределу текучести, и с переменными напряжениями, изменяющимися от предельных напряжений при растяжении до предельных напряжений при сжатии.

При расчете внецентренно-сжатых элементов могут быть использованы расчетные процедуры, изложенные ранее, для расчета сечений изгибаемых элементов, на которые действует момент M_{Sd1} , определяемый относительно ц.т. растянутой арматуры A_{s1} :

$$M_{sd1} = M_{sd} + N_{sd} (0,5h - c)$$

С учетом случайного эксцентриситета, а также эффектов второго рода (гибкости элемента), начальное значение эксцентриситета, применяемого в статических расчетах должно быть увеличено до значения e_{tot} и момент M_{sd1} определяется по формуле:

$$M_{sd1} = N_{sd} e_{s1} = N_{sd} (e_{tot} + 0,5h - c),$$

где e_{s1} — расстояние между линией действия силы N_{sd} и центром тяжести арматуры A_{s1} .

В расчетном сечении в предельном состоянии возникает система внутренних усилий, уравнивающих усилия от внешних нагрузок:

– равнодействующая усилий в сжатой зоне бетона F_{cc} :

$$F_{cc} = \omega \alpha f_{cd} b d ;$$

– равнодействующая усилий в арматуре A_{sc} , располагаемой у наиболее сжатой грани сечения:

$$F_{sc} = A_{sc} \sigma_{s2} = k_{s2} A_{sc} f_{yd} ;$$

– равнодействующая напряжений в арматуре A_{st} , располагаемой у растянутой либо менее сжатой грани сечения:

$$F_{st} = \sigma_{s1} f_{yd} = k_{s1} A_{st} f_{yd} .$$

где:

σ_{s1} и σ_{s2} — соответственно напряжения в арматуре A_{st} и A_{sc} , записанные как функции от расчетного сопротивления при помощи соответствующих коэффициентов:

$$k_{s1} = \frac{\varepsilon_{st}}{\varepsilon_{sy}}, \quad k_{s2} = \frac{\varepsilon_{sc}}{\varepsilon_{sy}} .$$

В общем случае условия равновесия при совместном действии изгибающего момента и продольной силы будут иметь вид:

$$N_{sd} e_{s1} = M_{sd1} = F_{cc} z + F_{sc} z_s ;$$

$$N_{sd} = F_{cc} + F_{sc} - F_{st} .$$

Если рассчитанные относительные деформации ε_{st} не удовлетворяют условию:

$$\varepsilon_{sy} \leq \varepsilon_{st} \leq \varepsilon_{s2,R}$$

т.е. арматура не используется с полным сопротивлением имеет место т.н. случай малых эксцентриситетов. Если условие выполняется, такой случай называют случаем больших эксцентриситетов и расчет производят аналогично тому, как это было представлено для изгибаемых элементов (при действии на сечение только M_{sd}).

Необходимо заметить, что выполнение условия формально определяет расчетную ситуацию, при которой нет необходимости устанавливать в сжатой зоне сечения арматуру A_{sc} . Вместе с тем, для сжатых элементов такая арматура обязательно должна устанавливаться по конструктивным соображениям из условия:

$$A_{sc} \geq A_{s,min} ,$$

где $A_{s,min}$ – минимальная площадь арматуры, устанавливаемая в сжатой зоне сечения по конструктивным соображениям.

В ряде случаев в практике проектирования для сечений с известными геометрическими размерами, физико-механическими характеристиками бетона и армированием, строят кривые взаимодействия, не в относительных показателях $\alpha_m = f(\alpha_n)$, а в виде зависимости $M_{Sd} = f(N_{Sd})$ (см. рис. 1.23). Значения M_{Rd} и N_{Rd} , наносимые на график, определяют принимая различные значения x/d и решая уравнения равновесия, представленные выше. Как видно из графика, кривая взаимодействия состоит из двух характерных участков $A-B$ и $B-C$, которые пересекаются в точке B , соответствующей граничным значениям $M_{Sd,lim}$ и $N_{Sd,lim}$, установленным при $x = x_{lim}$. Точки, лежащие на кривой AB соответствуют случаю малого эксцентриситета (механизм разрушения связан с исчерпанием прочности бетона при сжатии). В свою очередь точки, располагающиеся на участке кривой $B-C$, описывают случай большого эксцентриситета, когда разрушение сопровождается достижением предела текучести в растянутой арматуре A_{st} . Точки, находящиеся внутри области, описанной кривыми $A-B$ и $B-C$, соответствуют таким комбинациям усилий от внешних воздействий N_{Sd} и M_{Sd} , при которых несущая способность сечения обеспечена.



Рис. 1.23. Схематичная кривая взаимодействия « $N_{Rd}-M_{Rd}$ » для внецентренно сжатого сечения

Расчет изгибаемых элементов тавровой формы сечения

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

- если граница сжатой зоны проходит в пределах высоты полки (рис. 1.24а), т.е. соблюдается условие:

$$f_{yd} \cdot A_{s1} \leq \alpha \cdot f_{cd} b'_f \cdot h'_f + f_{yd} \cdot A_{s2}$$

расчет производится как для прямоугольного сечения шириной, равной ширине полки b'_f , по формуле:

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

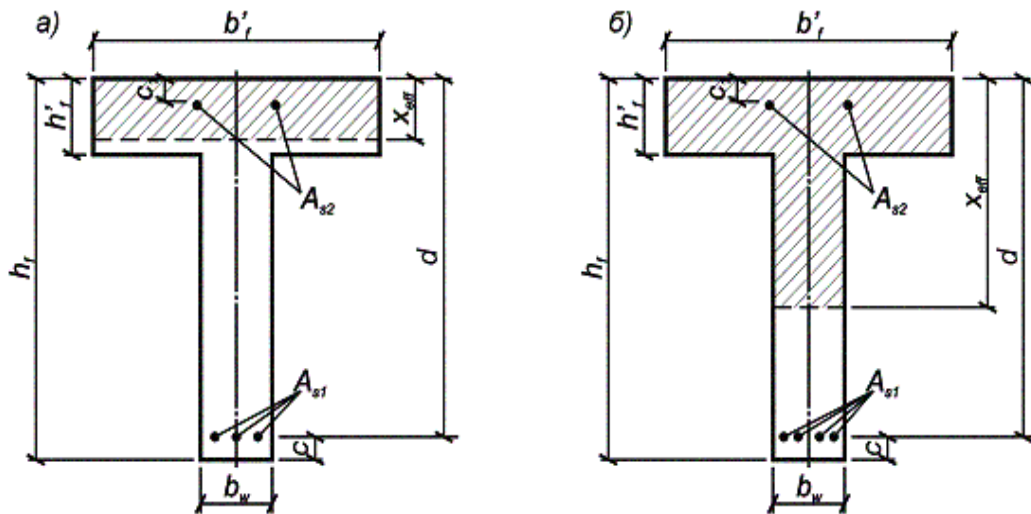


Рис. 1.24. Положение границы условной сжатой зоны в сечении изгибаемого железобетонного элемента таврового сечения
а) в полке; б) в ребре

- если граница сжатой зоны проходит в ребре (рис. 1.24б), т.е. условие не соблюдается, расчет производится из условия $M_{Sd} \leq M_{Rd}$,

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

При этом высоту сжатой зоны x_{eff} следует определять по формуле

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

Формулы действительны при $x_{eff} \leq \xi_{lim} \cdot d$. Для элементов выполненных из бетона классов С25/30 и ниже с арматурой классов S240 и S500 при $x_{eff} > \xi_{lim} \cdot d$ допускается производить расчет из указанного условия принимая $x_{eff} = \xi_{lim} \cdot d$.

Последовательность решения обратной задачи в случае двойного армирования

1. Определение положения нейтральной оси для двойного армирования

$$N_{S1} \leq N_{cc} + N_{S2}$$

$$f_{yd} A_{S1} \leq f_{cd} b'_f h'_f + f_{yd} A_{S2}$$

2. Выполняется ли условия?

- 2.1. Условие выполняется. В этом случае расчет выполняется как для прямоугольного сечения с размерами $b'_f h'_f$
- 2.2. Условие не выполняется. Нейтральная ось в ребре. Расчет необходимо выполнить с учетом свесов в сжатой полке.

2.2.1. Определение величины x_{eff}

$$N_{s1} - N_{s2} = N_{cc1} + N_{cc2}$$

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

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

2.2.2. Определение величины относительной высоты сжатой зоны – ξ

$$\xi = \frac{x_{eff}}{d}$$

2.2.3. Сопоставление величины ξ и ξ_{lim}

2.2.3.1. $\xi \leq \xi_{lim}$

$$M_{Rd} = f_{cd}b_w x_{eff} * (d - 0.5x_{eff}) + f_{cd}(b'_f - b_w)h'_f * (d - 0.5h'_f) + f_{yd}A_{s2} * (d - c_2)$$

2.2.3.2. $\xi > \xi_{lim}$ Для тавровых сечений, для бетонов класса С25/30 и ниже, то:

2.2.3.2.1. $x = x_{eff,lim} = \xi_{lim}d$

2.2.3.2.2. В определенных расчетах рекомендовано добиться выполнения условия $\xi \leq \xi_{lim}$, а для этого необходимо увеличить класс бетона, установить арматуру в сжатой зоне или увеличить размеры сечения.

Последовательность решения прямой задачи (A_{s1} –?) для таврового сечения. Определение положения нейтральной оси (вывод формул нужен)

$$M_{sd} \rightarrow M_{Rd,f}$$

$$M_{Rd,f} = f_{cd}b'_f h'_f (d - 0.5h'_f) + f_{yd}A_{s2}(d - c_2)$$

1. Два варианта положения нейтральной оси
 - 1.1. Нейтральная ось находится в полке $M_{sd} \leq M_{Rd,f}$ - смотри последовательность решения прямой задачи как для прямоугольного сечения
 - 1.2. Нейтральная ось находится в ребре $M_{sd} > M_{Rd,f}$
 - 1.2.1. Определение относительного момента α_m с учетом свесов сжатой полки (определение площади арматуры в изгибаемых элементах таврового сечения)
 - 1.2.2. По таблице по α_m определяется ξ
2. Определение ξ
3. Сопоставление $\xi \leq \xi_{lim}$
 - 3.1. Выполняется условие

$$A_{s1}^{треб} \geq A_{smin}$$

3.2. Не выполняется условие – $\xi > \xi_{lim}$

Необходимо добиться выполнения условий, чтобы $\xi \leq \xi_{lim}$

3.2.1. Установить арматуру в сжатой зоне

3.2.2. Увеличить класс бетона

3.2.3. Увеличить размера сечения.

Тема 1.6 Расчет прочности сечений изгибаемых элементов по сечениям наклонным к продольной оси железобетонных конструкций без поперечного армирования

Общая последовательность расчета железобетонных элементов по прочности на действие поперечных сил

1. Проверка необходимости установки поперечной арматуры по расчету
2. Варианты расчета:
 - 2.1. Расчет и конструирование ЖБЭ без поперечной арматуры. То есть поперечная арматуры не требуется и по расчету и по конструктивным требованиям
 - 2.2. Расчет и конструирование ЖБЭ, в которых поперечная арматура должна устанавливаться конструктивно
 - 2.3. Расчет и конструирование ЖБК, в которых поперечная арматура должна устанавливаться по расчету

Элементы без поперечной арматуры

При расчете прочности без поперечного армирования нормы допускают использование эмпирических формул, учитывающих влияние следующих фактов:

1. Прочность бетона при срезе
2. Пролет среза l_{inc}
3. Размеры элемента (масштабный фактор)
4. Наличие или отсутствие продольных усилий, действующих в расчетном сечении.

Расчет прочности железобетонных элементов на действие поперечных сил, в которых отсутствует поперечная вертикальная и (или) наклонная (отогнутая) арматура, согласно требованиям норм следует производить из условия:

$$V_{sd} < V_{Rd,ct}$$

где V_{sd} — расчетная поперечная сила в рассматриваемом сечении, вызванная действием нагрузок;

$V_{Rd,ct}$ — поперечная сила, воспринимаемая железобетонным элементом без поперечной арматуры.

Расчетную поперечную силу ($V_{Rd,ct}$ в ньютонах), воспринимаемую элементом без вертикальной и (или) наклонной арматуры, следует определять по эмпирической формуле:

$$V_{Rd,ct} = \left[\left(\frac{0,18}{\gamma_c} \right) k (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} - 0,15 \sigma_{cp} \right] b_w \cdot d$$

но не менее

$$V_{Rd,ct,min} = [0,4 f_{ctd} - 0,15 \sigma_{cp}] b_w \cdot d$$

где

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2, \quad (d - \text{в мм});$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w d} \leq 0.02$$

A_{sl} – площадь сечения продольной растянутой арматуры, учитываемой в расчете, при условии, что она заведена за расчетное сечение на длину не менее d и надежно заанкерена;

b_w – минимальная ширина поперечного сечения элемента в растянутой зоне;

$$\sigma_{cp} = N_{Ed}/A_c, \quad (\text{Н/мм}^2);$$

N_{Ed} – осевое усилие, вызванное действием нагрузки или предварительного напряжения ($N_{Ed} < 0$ при сжатии);

A_c – площадь бетонного сечения (мм^2).

Допускается определять $V_{Rd,ct}$ по формуле:

$$V_{Rd,ct} = \eta_{cz}(1 + \eta_f + \eta_n)f_{ctd}b_w d$$

Даже если на основе расчета поперечная арматура не требуется, необходимо предусмотреть минимальное поперечное армирование согласно требованиям ТКП EN 1992-1-1. Минимальное поперечное армирование допускается не предусматривать в таких элементах, как плиты (сплошные, ребристые или многопустотные плиты), где возможно поперечное перераспределение нагрузок. Допускается также не предусматривать минимальное поперечное армирование в элементах второстепенного значения (например, для перемычек с пролетом, менее или равным 2 м), которые существенно не влияют на общую несущую способность и устойчивость конструкции.

Согласно конструктивным требованиям, при высоте сечения элемента в сплошных плитах, толщиной менее 300мм и в балках, высотой 150мм и менее поперечную арматуру допускается не устанавливать.

В других случаях поперечную арматуру необходимо устанавливать с учетом следующих конструктивных требований (по расчету поперечная арматура не нужна, а по конструктивным требованиям – необходима).

1. По шагу хомутов – при высоте элемента $h \leq 450\text{мм}$, шаг хомутов на опоре $s_{1,min} \leq h/2$, $s_{1,max} \leq 150\text{мм}$. При высоте элемента $h > 450\text{мм}$, $s_{1,min} \leq h/3$, $s_{1,max} \leq 300\text{мм}$. Рекомендации по определению шага хомутов s_2 (шаг хомутов в пролете) смотри рекомендации п. 9.2.2, п.9.5.3 ТКП EN 1992-1-1, но не более $\frac{3}{4}h$ и не более 500мм.
2. По назначению диаметра хомутов
2.1. Диаметр хомутов подбирается из условия свариваемости – соотношение диаметра хомута к диаметру рабочей арматуры должно быть не менее 1/4.

- 2.2. Диаметр хомутов зависит от размеров элемента, при высоте $h \leq 800$ мм, минимальный диаметр хомутов – 6, при $h > 800$ мм, минимальный диаметр хомутов – 8 мм.
3. С учетом количества ветвей поперечного армирования (в зависимости от сечения элемента). При ширине элемента $b \leq 450$ мм - минимум две ветви, при ширине более 450 мм – минимум 3 ветви.
4. По минимальному проценту армирования $\rho_{sw,min}$, п.9.5.2 ТКП EN 1992-1-1 определяется по формуле:

$$\rho_{sw,min} = 0.08 \sqrt{\frac{f_{ck}}{f_{yk}}}$$

Расчет элементов с поперечным армированием

Для обеспечения прочности элемента по наклонному сечению, поперечную арматуру необходимо устанавливать по расчету или конструктивно для обеспечения прочности:

1. На действие поперечной силы по наклонной трещине
2. По прочности бетона по наклонной сжатой полосе между наклонными трещинами
3. На действие изгибающего момента по наклонной трещине

Основные предпосылки и допущения к расчетам:

1. В расчетах ЖБЭ по наклонному сечению используют уравнения равновесия проекций всех сил, действующих в наклонном сечении на нормаль к продольной оси элемента, а так же уравнение изгибающих моментов всех сил, действующих в сечении относительно выбранной оси в пределах наклонного сечения
2. К критериям исчерпания прочности по наклонному сечению является достижение предельных усилий в сжатом бетоне над наклонной трещиной, а так же между наклонными трещинами, а так же достижений предельных усилий в арматуре, пересекающих наклонную трещину.

Для расчета допускается использование трех методов.

1. Модель элементов наклонных сечений - п. 7.2.2.2 СНБ 5.03.01
2. На основе стержневой модели (метод ферменной аналогии) – п.7.2.2.15
3. Общий деформационный метод

Расчет элементов на действие поперечной силы на основе расчетной модели наклонных сечений

Расчет железобетонных элементов с поперечной арматурой на действие поперечной силы для обеспечения прочности по наклонной трещине (рис. 1.36)

должен производиться по наиболее опасному наклонному сечению исходя из условия

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

где V_{Rd} – поперечное усилие, воспринимаемое наклонным сечением

$$V_{Rd} = V_{cd} + V_{sw} + V_{s,inc}$$

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

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

$V_{s,inc}$ – сумма проекций на нормаль к продольной оси элемента предельных усилий в отгибах, пересекающих опасную наклонную трещину.

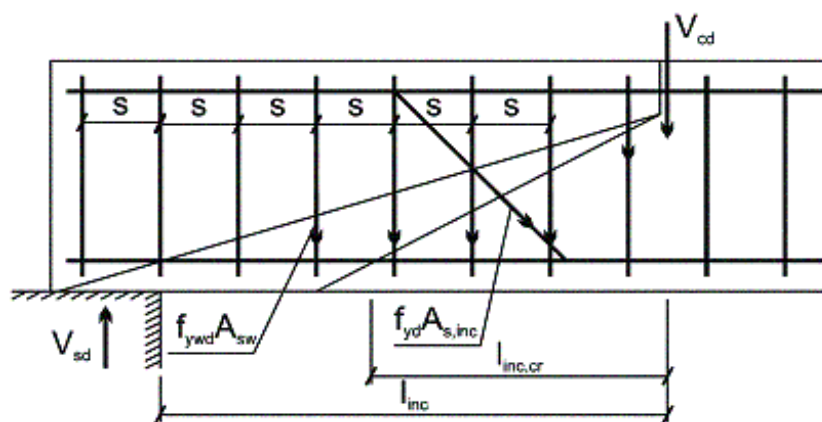


Рис. 1.25. Схема усилий в сечении, наклонном к продольной оси элемента при расчете его по прочности на действие поперечной силы

Поперечное усилие V_{cd} , воспринимаемое бетоном, определяется по формуле

$$V_{cd} = \frac{\eta_{C2}(1 + \eta_f + \eta_N) f_{ctd} b_w d^2}{l_{inc}},$$

где: l_{inc} – длина проекции наиболее опасного наклонного сечения на продольную ось элемента;

η_{C2} – коэффициент, учитывающий влияние вида бетона;

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

η_N – коэффициент, учитывающий влияние продольных сил;

Значения коэффициентов принимаются по НД. При этом следует учитывать следующие ограничения:

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

- значение V_{cd} , вычисленное по формуле принимается равным не менее $\eta_{c3}(1 + \eta_f + \eta_N) f_{ctd} \cdot b_w \cdot d$.

При расчете железобетонных элементов с поперечной арматурой должна быть обеспечена прочность по наклонному сечению в пределах участка между поперечными стержнями (хомутами), между опорой и отгибом и между отгибами.

Длина проекции опасной наклонной трещины $l_{inc,cr}$ на продольную ось элемента определяется из минимума выражения $(V_{cd} + V_{sw} + V_{s,inc})$, где при определении значения V_{cd} вместо l_{inc} подставляется $l_{inc,cr}$;

Значение $l_{inc,cr}$ принимается не более $2d$ и не более значения l_{inc} , а также не менее d , если $l_{inc} > d$.

Для элементов с поперечной арматурой в виде поперечных стержней (хомутов), нормальных к продольной оси элемента и имеющих постоянный шаг в пределах рассматриваемого наклонного сечения, значение $l_{inc,cr}$ соответствует минимуму выражения $(V_{cd} + V_{sw})$, определенному по формуле

$$l_{inc,cr} = \sqrt{\frac{\eta_{c2}(1 + \eta_f + \eta_N)f_{ctd} \cdot b_w \cdot d^2}{v_{sw}}},$$

где v_{sw} – усилие в поперечных стержнях (хомутах) на единицу длины элемента, определяемое по формуле:

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

Для таких элементов поперечное усилие V_{sw} определяется по формуле:

$$V_{sw} = v_{sw} \cdot l_{inc,cr}$$

При этом для хомутов, устанавливаемых по расчету должно выполняться условие

$$v_{sw} \geq \frac{\eta_{c3}(1 + \eta_f + \eta_N)f_{ctd} \cdot b_w}{2}$$

При расчете железобетонных элементов с поперечной арматурой должна быть обеспечена прочность по наклонной полосе между диагональными трещинами. Это требование проверяется из условия:

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

$$V_{Rd,max} \leq 0.3 \cdot \eta_{w1} \cdot \eta_{c1} \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d,$$

где η_{w1} – коэффициент, учитывающий влияние поперечных стержней (хомутов), нормальных к продольной оси элемента и определяемый по формуле

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

здесь:

$$\alpha_{sw} = \frac{E_s}{E_{cm}}; \rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \cdot s};$$

η_{c1} – коэффициент, определяемый по формуле $\eta_{c1} = 1 - \beta_4 f_{cd}$,

где: β_4 – коэффициент, принимаемый для тяжелого бетона равным $0,01$, для легкого – $0,02$; (f_{cd} – в МПа).

V_{Sd} – расчетная поперечная сила в наклонном сечении, для которого проверяется прочность.

Тема 1.7 Расчет сжатых и растянутых элементов железобетонных конструкций. Величина случайного эксцентриситета

Общие понятия. Конструктивные особенности

К сжатым элементам относятся колонны, верхние пояса балок, ферм, восходящие раскосы, арки, стены прямоугольных резервуаров и так далее. Поперечное сечение сжатых элементов назначается в зависимости от характера их работ:

1. Квадратное сечение.
2. Прямоугольное сечение – больший размер сечения элемента назначается в плоскости действия момента.
3. Полое сечение (квадратное, прямоугольное или кольцевое) центрифугированной конструкции.

Размеры сечения и их армирование определяются расчетом и в целях унификации размеров (опалубки) конструируются с определенным модулем кратности (50мм при размере максимальном до 500мм, 100мм при размере сечения более 500мм).

Способы армирования сжатых элементов классифицируются по виду:

1. По виду продольной арматуры - арматура в продольном направлении может выполняться при помощи гибкой (стержневая) или жесткой арматуры (при использовании двутавров, швеллеров).
2. По виду поперечной арматуры:
 - a. С помощью хомутов.
 - b. При помощи сеток (косвенное армирование).
 - c. Спиральная арматура (для полых сечений).

Согласно нормативных документов, для сжатых элементов рекомендовано применение бетонов классов С12/15 и выше. Сжатые элементы могут проектироваться с напрягаемой и ненапрягаемой арматурой. Для гибких элементов предварительное напряжение создает более лучшие условия работы в период изготовления и монтажа. В качестве ненапрягаемой рабочей арматуры используют класс S500, при этом диаметр продольных стержней не более 40мм, и не менее: 16мм в сборных сжатых элементах, 12мм в монолитных конструкциях. Минимальный диаметр устанавливается для обеспечения жесткости арматурного каркаса.

Возможные схемы приложения продольного сжимающего усилия N_{sd}

Сжатые элементы испытывают воздействие продольной сжимающей силы N_{sd} , приложенной с определенным эксцентриситетом относительно центра тяжести сечения. В соответствии со статическим расчетом, продольная сила может действовать по оси, проходящей через центр тяжести сечения (центрально сжатый элемент). Фактически, из-за неточности монтажа, возможного

отклонения размеров геометрических форм в сжатых элементах имеет место случайный эксцентриситет e_a .

На сегодняшний день в нормативных документах существуют следующие формы приложения силы N_{sd} :

1. Центральные сжатые (сжатые элементы со случайным эксцентриситетом e_a).
2. Внецентренно сжатые элементы (сжатые элементы с расчетным эксцентриситетом e_0):
 - a. Внецентренное сжатие с малым эксцентриситетом.
 - b. Внецентренное сжатие с большим эксцентриситетом.

Определение расчетного эксцентриситета e_0 , понятие случайного эксцентриситета e_a

При расчете элементов по прочности сечений, нормальных к продольной оси на совместное действие изгибающих моментов и продольных сил величину e_0 следует определять по формуле:

$$e_0 = e_c + e_a$$
$$e_c = \frac{M_{sd}}{N_{sd}}$$
$$e_a \rightarrow \max \left\{ \begin{array}{l} e_a = \frac{l_{col}}{600} \text{ (мм)} \\ e_a = \frac{h}{30} \text{ (мм)} \\ e_a = 10 \text{ мм} - \text{ монолит} \\ e_a = 20 \text{ мм} - \text{ сборн.} \end{array} \right.$$

e_c - эксцентриситет продольной силы относительно центра тяжести приведенного сечения, определяемый из статического расчета;

l_{col} - расстояние между точками закрепления элемента;

h - максимальный размер сечения.

Сжатые элементы со случайным эксцентриситетом

Расчет прочности при действии продольной силы N_{sd} , приложенной с e_a следует производить из общего условия прочности:

$$N_{sd} \leq N_{Rd}$$

N_{sd} - внешняя продольная сжимающая сила;

N_{Rd} - прочность сечений;

Для бетонных элементов N_{Rd} определяется следующим образом:

$$N_{Rd} = \varphi \alpha f_{cd} A_{c,eff}$$

Для железобетонных элементов:

$$N_{Rd} = \varphi(\alpha f_{cd}A_c + f_{yd}A_{s,tot})$$

φ - коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба и случайного эксцентриситета e_a ;

$A_{c,eff}$ - площадь сечения, в пределах которой принимается равномерное распределение сжимающих напряжений. При упрощенных расчетах допускается принимать площадь всего сечения;

$A_{s,tot}$ - суммарная площадь продольной рабочей арматуры в сечении.

Нормы требуют учета коэффициента φ при превышении фактической гибкости, лимитированной нормами. $\lambda_{факт} > \lambda_{lim}$.

Коэффициент φ может быть определен двумя способами:

1. По эмпирической форме $\varphi = 1,14 \left(1 - \frac{2e_{tot}}{h_w} \right) - 0,02 \frac{l_0}{h_w} \leq 1 - \frac{2e_{tot}}{h_w}$.

2. По таблице 7.2 СНБ 5.03.01 – определяется в зависимости от $\lambda = l_{eff}/h$ и от e_a/h .

λ – гибкость, e_a/h - отношение случайного эксцентриситета к размерам сечения;

l_{eff} - условная расчетная длина.

Таблица 1.5. Значения коэффициента φ , учитывающего влияние продольного изгиба и случайного эксцентриситета e_a .

$\lambda_i = l_{eff}/h$	l_0/h						
	0,03	0,05	0,10	0,15	0,20	0,25	0,30
0	0,94	0,90	0,80	0,70	0,60	0,50	0,40
8	0,92	0,88	0,78	0,67	0,56	0,46	0,36
10	0,92	0,87	0,76	0,65	0,55	0,45	0,35
12	0,91	0,86	0,74	0,63	0,53	0,43	0,33
14	0,90	0,85	0,72	0,61	0,51	0,40	0,31
16	0,89	0,84	0,70	0,59	0,48	0,38	0,29
18	0,87	0,82	0,68	0,56	0,46	0,36	0,27
20	0,85	0,79	0,65	0,54	0,43	0,33	0,24
22	0,82	0,76	0,63	0,51	0,40	0,30	0,22
24	0,80	0,74	0,60	0,48	0,37	0,28	0,20

Внецентренно-сжатые элементы

Случаи эксцентриситета

Опыты показывают, что внецентренно сжатые элементы в третьей стадии напряженно-деформированного состояния разрушаются по нормальным сечениям в зависимости от армирования и эксцентриситета приложения нагрузки по двум случаям:

1. случай больших эксцентриситетов $\xi \leq \xi_{lim}$;
2. случай малых эксцентриситетов $\xi > \xi_{lim}$.

1. Случай больших эксцентриситетов $x_{eff}/d \leq \xi_{lim}$

В этом случае, как и при изгибе, разрушение в растянутой зоне – образуется трещина. С увеличением нагрузки они раскрываются и разрушение происходит аналогично разрушению по первому случаю изгибаемых элементов и, соответственно, расчет выполняется точно так же, как для изгибаемых элементов, принимая

$$M_{sd} = N_{sd} \cdot e_{s1}$$

а высоту сжатой зоны определять из условия равновесия

$$N_{sd} + f_{yd} \cdot A_{s1} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot A_{cc} + f_{yd} \cdot A_{s2} .$$

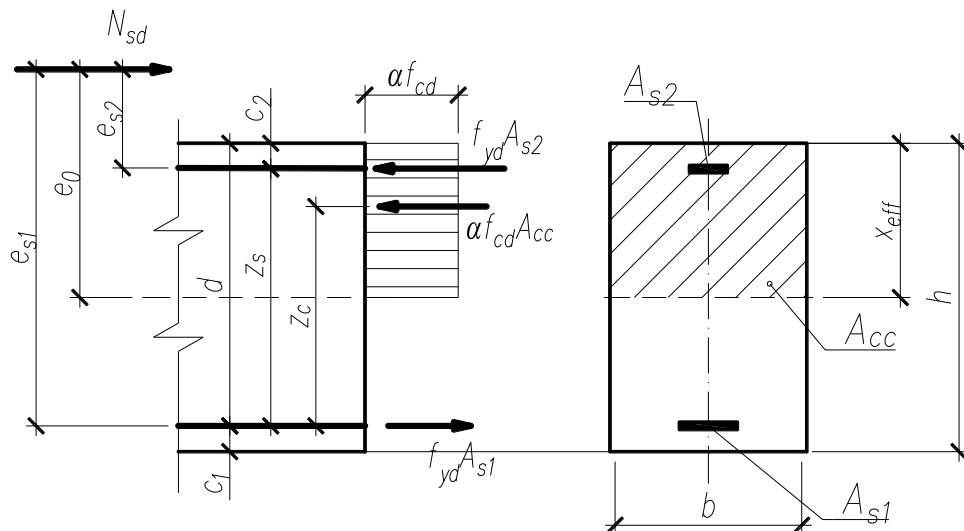


Рис. 1.40. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатых элементов при расчете по прочности (большие эксцентриситеты)

Расчетные уравнения будут выглядеть следующим образом:

$$\begin{aligned}
 M_{sd} &\leq M_{Rd} \\
 M_{sd} &= N_{sd} e_{s1} \\
 M_{Rd} &= N_{s2} z_s + N_{cc} z_c \\
 N_{sd} + N_{s1} &= N_{cc} + N_{s2} \\
 N_{sd} + f_{yd} A_{s1} &= \alpha f_{cd} A_{cc} + f_{yd} A_{s2} \\
 \text{где: } A_{cc} &= b x_{eff} \\
 x_{eff} &= \frac{N_{sd} + f_{yd} A_{s1} - f_{yd} A_{s2}}{\alpha f_{cd} b} \\
 \xi &\leq \xi_{lim}
 \end{aligned}$$

$$\begin{cases} e_{s1} = e_0 + (0.5h - c_1) \\ e_0 = e_c + e_a \end{cases}$$

N_{sd} и M_{Rd} определяются относительно центра тяжести растянутой арматуры, то есть в расчет принимается эксцентриситет e_{s1} .

2. Случай малых эксцентриситетов $x_{eff}/d > \xi_{lim}$

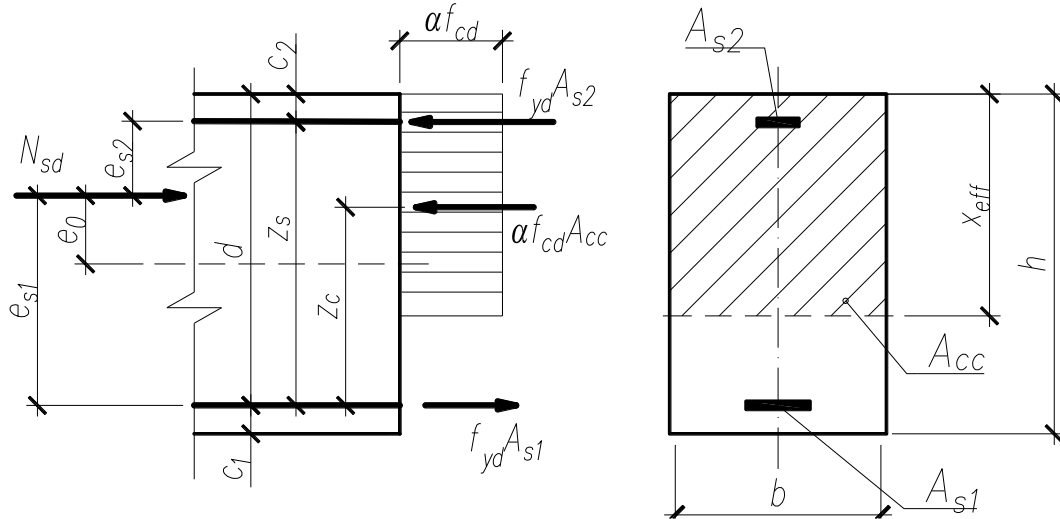


Рис. 1.41. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальных к продольной оси, внецентренно сжатых элементов при расчете на прочность случай малых эксцентриситетов.

Расчетные уравнения будут выглядеть следующим образом:

$$\begin{cases} \xi > \xi_{lim} \\ M_{sd} \leq M_{Rd} \\ M_{sd} = N_{sd} e_{s1} \\ N_{s1} = \sigma_s A_{s1} \\ N_{s2} = \sigma_s A_{s2} \\ N_{cc} = \alpha f_{cd} A_{cc} \\ \sigma_s < f_{yd} \\ \sigma_s = \left[2 * \frac{1 - \xi}{1 - \xi_{lim}} - 1 \right] f_{yd} \\ \xi > \xi_{lim} \\ \frac{x_{eff}}{d} > \xi_{lim} \end{cases}$$

То есть, отличие в расчете от первого случая больших эксцентриситетов заключается в том, что во все формулы по определению x_{eff} , M_{Rd} для растянутой арматуры A_{s1} вместо f_{yd} подставляется значение σ_s – фактическое напряжение. Это соответствует второму случаю разрушения изгибаемых элементов в 3ей стадии напряженно-деформированного состояния.

Для гибких сжатых элементов особенность расчета заключается в определении их гибкости при определении несущей способности нормального сечения.

Центрально и внецентренно растянутые элементы

По характеру работы элементы конструкции могут быть центрально растянутые и внецентренно растянутые. К центрально растянутым элементам относят нижние пояса ферм, затяжки и стойки арок, стенки цилиндрических резервуаров. Как правило, центрально растянутые элементы армируются отдельными стержнями или каркасами с равномерным расположением арматуры в сечении. В основном их выполняют предварительно напряженными.

Расчет прочности центрально растянутых элементов

Разрушение в этом случае происходит после того, как в бетоне образуются сквозные трещины. Бетон в местах трещин исключается из работы. Напряжения в растянутой арматуре достигают предела текучести, поэтому при расчете несущая способность центрально растянутого элемента обуславливается пределом сопротивления арматуры растяжению без участия бетона.

$$N_{sd} \leq N_{Rd}$$

$$N_{sd} = f_{yd} A_{s,tot}$$

Расчет внецентренно растянутых элементов

Расчет по прочности сечений, нормальных к продольной оси следует производить в зависимости от положения расчетной продольной растягивающей силы N_{sd} без учета случайных эксцентриситетов для двух случаев:

1. Случай больших эксцентриситетов. Если расчетная сила N_{sd} приложена за пределами расстояния между равнодействующими в арматуре A_{s1} и A_{s2} , то это случай больших эксцентриситетов.

По методу предельных усилий допускается при расчете прочности применять прямоугольную эпюру напряжений в сжатой зоне бетона и расчет вести как для изгибаемых элементов.

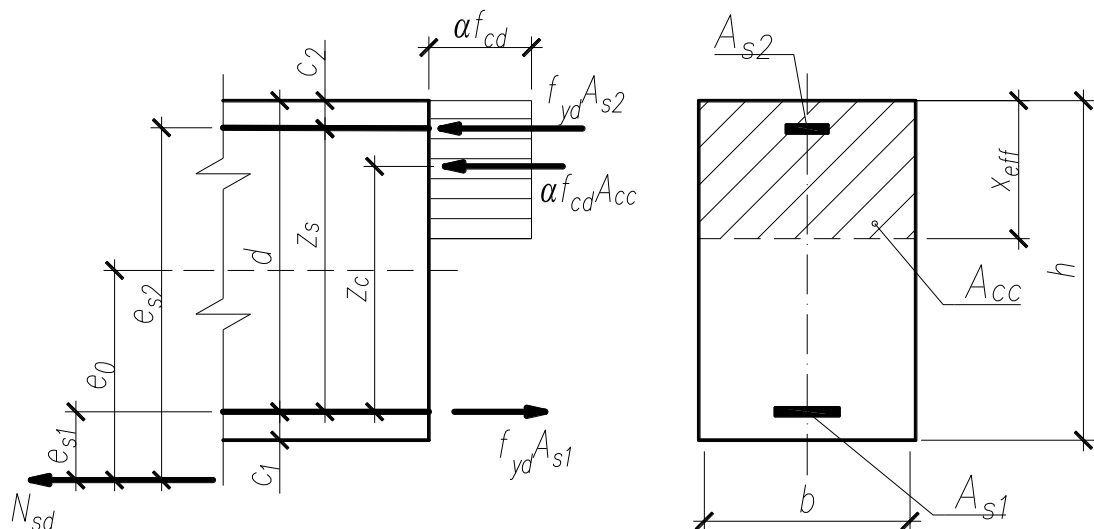


Рис. 1.42. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно растянутого железобетонного элемента, при расчете по прочности (случай большого эксцентриситета)

Расчетные уравнения будут выглядеть следующим образом:

$$\begin{aligned}
 M_{sd} &\leq M_{Rd} \\
 M_{Rd} &= N_{sd}e_{s1} \\
 M_{Rd} &= N_{cc}z_c + N_{s2}z_s \\
 N_{s1} &= f_{yd}A_{s1} \\
 N_{s2} &= f_{yd}A_{s2} \\
 N_{cc} &= \alpha f_{cd}A_{cc} \\
 A_{cc} &= bx_{eff} \\
 x_{eff} &\rightarrow N_{s1} - N_{cc} - N_{s1} - N_{sd} = 0
 \end{aligned}$$

Если после определения значения x_{eff} , величина $\xi > \xi_{lim}$, то в формулу по определению прочности внецентренно растянутых элементов в случае больших эксцентриситетов вместо значения x_{eff} подставляется величина $x_{eff,lim}$.

2. Случай малых эксцентриситетов. Если расчетная продольная растягивающая сила приложена в пределах расстояния между равнодействующими N_{s1} и N_{s2} , то расчет выполняется как для случая с малыми эксцентриситетами, исходя из следующих упрощений и предпосылок:

1. В работе сечения не учитывается растянутый бетон (все сечение растянуто)
2. Напряжения во всей арматуре, расположенной в сечении принимаются равными расчетному сопротивлению f_{yd} .

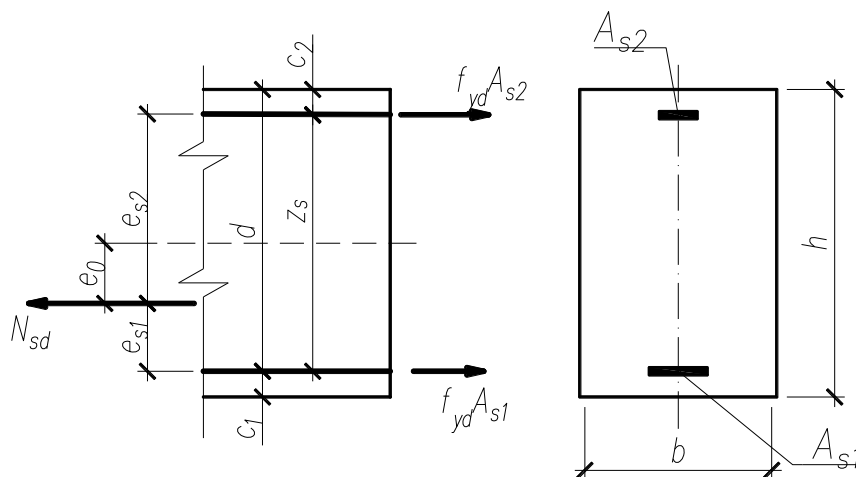


Рис. 1.43. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно растянутого железобетонного элемента, при расчете по прочности (случай малого эксцентриситета)

Расчетные уравнения будут выглядеть следующим образом:

$$\begin{aligned}
 M_{sd} &\leq M_{Rd} \\
 M_{sd1} &= N_{sd}e_{s1} \\
 M_{Rd1} &= N_{s2}z_s = f_{yd}A_{s2}(d - c_2) \\
 M_{Rd2} &= N_{s1}z_s = f_{yd}A_{s1}(d - c_2) \\
 z_s &= d - c_2
 \end{aligned}$$

Тема 1.8 Расчет железобетонных конструкций по эксплуатационной пригодности

Основные положения рассмотрены в разделе 7 ТКП EN 1992-1-1-2009*. Рассмотрим предельные состояния эксплуатационной пригодности, к которым относятся:

1. ограничение напряжений;
2. проверка ширины раскрытия трещин;
3. проверка деформаций.

Другие предельные состояния (например, колебания), которые могут иметь важное значение для определенных конструкций, в настоящем техническом кодексе не рассматриваются.

Ограничение напряжений.

Сжимающие напряжения в бетоне следует ограничивать для того, чтобы избежать продольных трещин, микротрещин или высокого уровня ползучести там, где это приводит к неприемлемым эффектам воздействия на функции конструкции.

Продольные трещины могут возникнуть, если уровень напряжений при характеристическом сочетании нагрузок превышает критическое значение. Такое образование трещин может привести к снижению долговечности

При отсутствии других мер, таких как увеличение толщины защитного слоя для арматуры в сжатой зоне или усиление поперечной арматурой, напряжения сжатия бетона должны быть ограничены до значения $k_1 f_{ck}$ в конструкциях, находящихся в условиях окружающей среды, соответствующих классам XD, XF и XS.

Примечание — Значение коэффициента k_1 может быть приведено в Национальном приложении. Рекомендуемое значение составляет 0,6.

Если напряжение в бетоне при практически постоянном сочетании нагрузки составляет менее $k_2 f_{ck}$, может быть принята модель линейной ползучести. Если напряжение в бетоне превышает $k_2 f_{ck}$, как правило, необходимо учитывать нелинейную ползучесть.

Примечание — Значение коэффициента k_2 может быть приведено в Национальном приложении. Рекомендуемое значение составляет 0,45.

Растягивающие напряжения в арматуре должны быть ограничены во избежание неупругих относительных деформаций, неприемлемой ширины раскрытия трещин или деформаций.

Для исключения неприемлемого растрескивания или деформаций при характеристическом сочетании воздействий растягивающее напряжение в арматуре не должно превышать $k_3 f_{yk}$.

Контроль трещин.

Трещиностойкость железобетонных конструкций – способность железобетонной конструкции сопротивляться образованию и раскрытию трещин.

Трещинообразование является обычным в железобетонных конструкциях, подверженных изгибу, срезу, кручению или растяжению, которые возникают при непосредственном приложении нагрузки или ограничении вынужденных деформациях.

Трещины в бетоне конструкций образуются уже в процессе формирования структуры в результате развития физико-химических процессов, происходящих при твердении цемента. Это так называемые микротрещины, возникающие в результате усадочных и температурных явлений, сопровождающих реакции гидратации портландцементного вяжущего. Такие трещины практически не поддаются расчету, а ограничиваются исключительно технологическими мероприятиями на стадии проектирования составов бетонной смеси и выбора рациональных методов ее укладки в конструкцию.

Поэтому расчеты по образованию и раскрытию трещин относятся к расчетам, гарантирующим не превышение предельных состояний SLS, обеспечивающей нормальные условия эксплуатации конструкции.

Расчет по образованию трещин, нормальных к продольной оси

В эксплуатационной стадии железобетонный элемент может находиться в одной из двух стадий напряженно-деформированного состояния (стадия I или стадия II).

Стадия I (дополнительная стадия Ia) соответствует состоянию, когда железобетонный элемент еще не имеет трещин и теория, используемая для описания напряжений и деформаций, применима для любого сечения по длине элемента.

В стадии II напряженно-деформированного состояния железобетонный элемент работает с трещинами и теория применима, как правило, для сечения с трещиной.

Граничное состояние перехода из стадии I в стадию II, когда конструкция приобретает качественно новые свойства, традиционно определяют усилия трещинообразования: продольное усилие N_{cr} или изгибающий момент M_{cr} .

Если продольное растягивающее усилие N не превышает усилия N_{cr} , соответствующего появлению трещин, напряжения и деформации рассчитывают для стадии I напряженно-деформированного состояния. В этой стадии арматура и окружающий ее бетон работают совместно и их деформации равны.

Состояние железобетонного элемента, имеющее место в момент изменения стадии напряженно-деформированного состояния при $N = N_{cr}$, показано на рисунке 1.26.

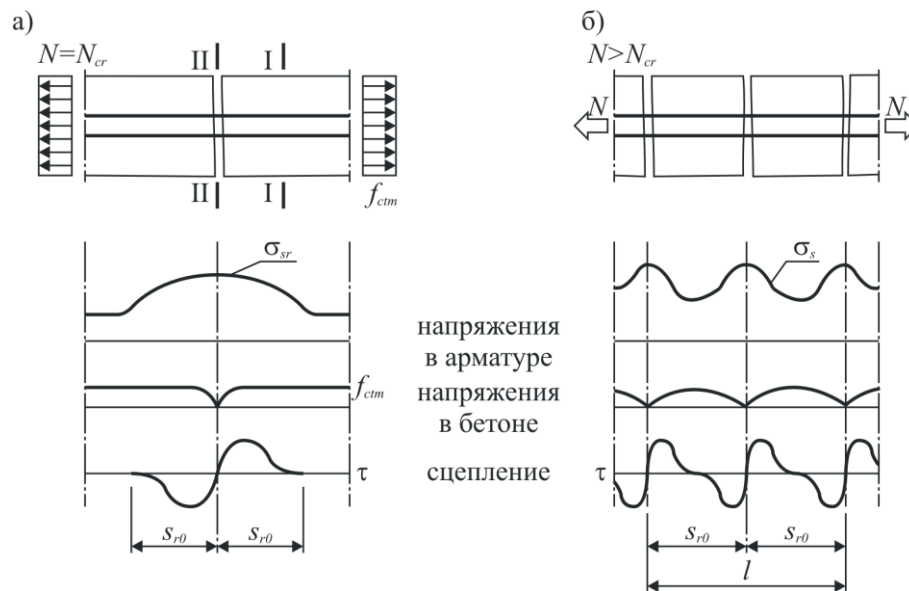


Рис. 1.26. Значения предельно допустимой ширины раскрытия трещин w_{max} , мм.

Класс по условиям эксплуатации	Железобетонные элементы и предварительно напряженные элементы с напрягающими элементами, не имеющими сцепления с бетоном	Предварительно напряженные элементы с напрягающими элементами, имеющими сцепление с бетоном
	Практически постоянная комбинация нагрузок	Частая комбинация нагрузок
X0, XC1		
XC2, XC3, XC4		
X		условия декомпрессии
<p>Для классов эксплуатации X0 и XC1 ширина раскрытия трещины не влияет на долговечность и данное предельное значение используется для обеспечения в целом приемлемого внешнего вида. Если отсутствуют требования к внешнему виду, то данное предельное значение может быть повышено.</p> <p>Для этих эксплуатационных классов при действии практически постоянной комбинации нагрузок должно выполняться условие декомпрессии (погашения до нуля сжимающих напряжений в бетоне на уровне напрягаемой арматуры).</p>		

Если требуется контроль ширины раскрытия трещин, необходимо установить минимальное количество арматуры, имеющей сцепление с бетоном, для контроля трещинообразования в зонах, в которых ожидается растяжение. Требуемое количество арматуры может быть рассчитано из условия равновесия между растягивающим усилием в бетоне непосредственно перед образованием трещин и растягивающим усилием в арматуре при ее текучести или при меньшем напряжении, если это необходимо для ограничения ширины трещин. Если более строгий расчет показывает, что меньшая площадь сечения арматуры будет достаточной, требуемая минимальная площадь арматуры может быть рассчитана следующим образом.

$$A_{s,min} \sigma_s = k_c k f_{ct,eff} A_{ct}$$

k - коэффициент, учитывающий влияние неравномерных самоуравновешенных напряжений, которые приводят к снижению ограничивающих усилий: $k = 1,0$ или $k = 0,65$ — для ребер с $h = 800$ мм или полок шириной более 800 мм; промежуточные значения определяют интерполяцией;

k_c - коэффициент, учитывающий распределение напряжения в сечении непосредственно перед образованием трещин и изменение плеча внутренней пары сил. Для чистого растяжения $k = 1$.

В предварительно напряженных элементах не требуется никакой минимальной арматуры в сечениях, в которых при характеристическом сочетании нагрузок и характеристическом значении усилия предварительного напряжения бетон сжат или абсолютное значение растягивающих напряжений в бетоне менее $\sigma_{ct,p}$. Примечание — Значение для $\sigma_{ct,p}$ может быть приведено в Национальном приложении. Рекомендуемое значение равно $f_{ct,eff} = f_{ctm}$ или менее $f_{ctm(t)}$, если образование трещин ожидается ранее чем через 28 сут.

Контроль трещиностойкости без прямого расчета

Для железобетонных и предварительно напряженных плит зданий, подвергающихся изгибу без существенного осевого растяжения, нет необходимости применять специальные меры для ограничения ширины раскрытия трещин, если общая высота не превышает 200 мм и требования по конструированию соблюдены. Основные требования представлены в форме таблицы, содержащей ограничение диаметра стержня или расстояния между стержнями.

Расчет ширины раскрытия нормальных трещин. При определении ширины раскрытия трещин расчетные методы, включенные в нормы по проектированию железобетонных конструкций, базируются на предположениях и допущениях, которые можно сформулировать следующим образом:

1) В общем случае ширина раскрытия нормальных трещин принимается равной средним деформациям продольной растянутой арматуры на участке между трещинами, умноженным на расстояние между трещинами.

2) Расстояние между трещинами следует определять из условия, по которому разность усилий в растянутой арматуре в сечении с трещиной и в сечении по середине участка между трещинами уравниваются силами сцепления арматуры с бетоном.

3) Деформации растянутой арматуры в нормальном сечении с трещиной определяются в общем случае из системы расчетных уравнений деформационной модели железобетонных конструкций по заданным значениям изгибающих моментов и продольных сил от соответствующего сочетания внешних нагрузок.

В стадии II деформации арматуры не равняются деформациям окружающего бетона. Разница в удлинениях двух материалов на участке между двумя

соседними трещинами равняется, очевидно, ширине раскрытия трещины на уровне арматуры. Поэтому в общем случае ширина раскрытия трещины может быть определена:

$$w_k = s_{r,\max} \cdot (\varepsilon_{sm} - \varepsilon_{cm})$$

В зависимости от расстояния между стержнями больше $(5 \cdot (c + \varnothing/2))$ или меньше, различается расчет по определению $s_{r,\max}$.

Расчет ширины раскрытия наклонных трещин

Расчетную ширину w_k трещин, наклонных к продольной оси элемента, нормы рекомендуют определять по формуле см. ниже.

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

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

где $S_{r,\max,x}$ – средний шаг трещин в направлении, параллельном продольной оси;

$S_{r,\max,y}$ – средний шаг трещин в направлении, перпендикулярном к продольной оси элемента;

θ – угол между направлением продольного армирования (продольной осью элемента) и направлением главных сжимающих напряжений. Значение θ принимается из расчета прочности наклонных сечений.

Расстояния $S_{r,\max,x}$ и $S_{r,\max,y}$ определяют по формулам:

$$S_{r,\max,x} = 2 \left(C_x + \frac{S_x}{10} \right) + 0.25 K_1 \frac{\varnothing_{bx}}{\rho_{lx}}$$

$$S_{r,\max,y} = 2 \left(C_y + \frac{S_y}{10} \right) + 0.25 K_1 \frac{\varnothing_{sw}}{\rho_{sw}}$$

где $\varnothing_b, \varnothing_{sw}$ – соответственно диаметры продольных и поперечных стержней;

C_x, C_y – расстояния до ц.т. продольной и поперечной арматуры от ц.т. сечения.

Средние значения главных растягивающих относительных деформаций для железобетонного элемента с диагональными трещинами, используемые вместо относительных деформаций ε_{sm} определяют из расчета с использованием общей деформационной модели при совместном действии изгибающих моментов, продольных и поперечных сил.

Расчет железобетонных конструкций по деформациям

Деформации элемента или конструкции не должны отрицательно сказываться на их внешнем виде и надлежащем функционировании. Должны быть установлены соответствующие предельные значения перемещений, учитывающие вид конструкции, наличие отделки, перегородок, закладных деталей, а также назначение конструкции. Деформации не должны превышать значения, которые могут быть восприняты другими примыкающими элементами, например, перегородками, остеклением, внешней обшивкой стен, оборудованием или отделкой. В некоторых случаях ограничения необходимы для того, чтобы обеспечить надлежащую работу машин или приборов и оборудования, располагаемых на конструкции, или избежать образования застоев воды на плоских покрытиях.

Внешний вид и общая эксплуатационная пригодность несущей конструкции могут быть ухудшены, если рассчитанный прогиб балки, плиты или консольной балки при практически постоянном сочетании воздействий превышает $1/250$ пролета.

Прогиб необходимо определять относительно опор. Начальный строительный подъем может быть использован для компенсации части или всего перемещения, но любой подъем, созданный опалубкой, как правило, не должен превышать $1/250$ расчетного пролета.

Деформации, в результате которых могут быть повреждены смежные части конструкции, следует ограничивать. Для прогиба после окончания строительства принимают $1/500$ расчетного пролета при практически постоянном сочетании воздействий. Другие предельные значения могут быть рассмотрены в зависимости от чувствительности смежных частей конструкций.

Предельное состояние деформации контролируют следующим образом: — посредством ограничения отношения пролета к высоте балки (без расчета); — посредством сравнения рассчитанной деформации с предельно допустимой (с расчетом).

Случаи, когда вычисления могут быть опущены. В общем случае нет необходимости точно рассчитывать прогиб, поскольку могут быть сформулированы простые правила, например, пределы отношения пролета к высоте, которые позволяют избегать проблемы прогибов в обычных условиях. Более строгая проверка необходима для элементов, которые находятся вне таких пределов, или если применяются пределы для ограничения прогиба, отличные от тех, которые лежат в основе упрощенных методов.

Если железобетонные балки и плиты зданий имеют размеры, удовлетворяющие предельным значениям отношения пролета к высоте, приведенным в настоящем разделе, их прогибы могут быть рассмотрены как находящиеся в пределах. Допустимое предельное отношение пролета к высоте определяют по формулам см. ниже, умножая на корректирующий коэффициент, который учитывает вид используемой арматуры и другие переменные. В данные формулы нельзя включать значения строительного подъема:

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho} + 3,2 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \left(\frac{\rho_0}{\rho} - 1 \right)^2 \right], \text{ если } \rho \leq \rho_0;$$

$$\frac{l}{d} = K \cdot \left[11 + 1,5 \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \frac{\rho_0}{\rho - \rho'} + \frac{1}{12} \cdot \sqrt{f_{ck}} \cdot \sqrt{\frac{\rho'}{\rho_0}} \right], \text{ если } \rho > \rho_0,$$

где l/d — предельное значение отношения расчетного пролета к полезной высоте;

K - коэффициент, учитывающий различные статические системы;

ρ_0 - рекомендуемый коэффициент армирования;

ρ - требуемый коэффициент растянутой арматуры; ρ' - требуемый коэффициент сжатой арматуры; f_{ck} - в МПа.

Значения, приведенные в таблице см. ниже, являются результатом параметрического исследования, выполненного для серий свободно опертых балок и плит прямоугольного сечения с использованием общего подхода. Были рассмотрены различные классы прочности бетона и характеристический предел текучести арматуры 500 МПа. Для данной площади растянутой арматуры был рассчитан предельный момент по несущей способности, а практически постоянные нагрузки были приняты как 50 % соответствующей полной расчетной нагрузки. Получившиеся при этом предельные отношения пролета к полезной высоте удовлетворяют предельным значениям прогибов.

Таблица 7.4N — Основные значения отношения пролета к полезной высоте для железобетонных элементов без продольного сжатия

Статическая система	K	Бетон сильно нагруженный, $\rho = 1,5 \%$	Бетон слабо нагруженный, $\rho = 0,5 \%$
Свободно опертая однопролетная балка; свободно опертая плита, работающая в одном или двух направлениях	1,0	14	20
Крайний пролет неразрезной балки или неразрезной плиты, работающей в одном направлении, либо плиты, работающей в двух направлениях, имеющей неразрезность вдоль длинной стороны	1,3	18	26
Средний пролет балки или плиты, работающей в одном или двух направлениях	1,5	20	30
Плита, опертая на колонны без балок (плита перекрытия) (основано на наибольшем пролете)	1,2	17	24
Консоль	0,4	6	8
<p><i>Примечания</i></p> <p>1 Указанные значения, как правило, консервативны, и расчеты могут часто показывать, что возможно применение более тонких элементов.</p> <p>2 Для плит, работающих в двух направлениях, проверку необходимо выполнять на основе более короткого пролета. При плоских перекрытиях за основу необходимо принимать наибольший пролет.</p> <p>3 Значения, указанные для плоских перекрытий, дают менее жесткие ограничения, чем прогиб относительно колонн в середине пролета, равный $1/250$ пролета. Как показывает опыт, этого достаточно.</p>			

Проверка прогибов с прямым расчетом.

Если расчет необходим, следует рассчитать прогиб при условиях нагрузки, соответствующих цели проверки. Принятый метод расчета должен

описывать истинное поведение конструкции при соответствующих воздействиях с точностью, соответствующей цели расчетов.

Наиболее точным методом расчета прогиба является метод, основанный на вычислении кривизны для ряда сечений вдоль длины элемента конструкции и последующем определении прогиба посредством численного интегрирования. В большинстве случаев достаточно рассчитать прогиб дважды, рассматривая весь элемент в состоянии без трещин и с трещинами, а затем интерполировать с использованием формулы.

Элементы, не нагруженные выше уровня, при котором предел прочности бетона при растяжении не превышен для любого сечения элемента, следует рассматривать как работающие без трещин. Элементы, в которых предполагается появление трещин, но при этом трещины не полностью пересекают сечение, будут находиться в промежуточном положении между состояниями без трещин и с трещинами, полностью пересекающими сечение. Для элементов, подверженных преимущественно изгибу, прогноз поведения выражается формулой:

$$\alpha = \xi \cdot \alpha_{II} + (1 - \xi) \cdot \alpha$$

где: α - рассматриваемый деформационный параметр, например относительная деформация, кривизна или угол поворота (упрощенно может быть рассмотрен как прогиб); α_I , α_{II} - значения параметра, рассчитанные для элемента без трещин и с трещинами соответственно; ξ - коэффициент распределения, учитывающий «эффект ужесточения» при растяжении.

Тема 1.9 Железобетонные конструкции гражданских зданий. Общие принципы проектирования многоэтажных зданий

Конструктивной основой многоэтажного здания служат пространственно-несущая система, состоящая из стержневых колонн и панельных стен элементов, взаимосвязанных между собой в порядке обеспечивающим прочность и устойчивости всей системы в целом, а также ее отдельных элементов. Общая классификация многоэтажных зданий:

1. По назначению:
 - 1.1 Жилые.
 - 1.2 гражданские и общественные.
 - 1.3 производственные.

В ТКП 1991-1-2006 (раздел 3) даны характеристические значения функциональных нагрузок в зависимости от категории использования здания. В соответствии со спецификой использования (функционального использования, то есть назначения).

2. По конструктивным схемам:
 - 2.1 Каркасные – здания в которых вертикальными несущими элементами системы являются колонны.
 - 2.2 Бескаркасные – здания в которых несущие вертикальные элементы выполнены из стеновых панелей, блоков, кирпича.
 - 2.3 Комбинированная – здания в которых вертикальными несущими элементами является и то, и другое.
3. По способу возведению:
 - 3.1 Сборные.
 - 3.2 Монолитные.
 - 3.3 Сборно-монолитные.

Конструктивные решения каркасных многоэтажных зданий:

1. По типу каркаса:
 - 1.1 Здания с полным каркасом (каркас с крайними и средними несущими колоннами, и самонесущими ограждающими стенами).
 - 1.2 Здания с неполным каркасом (со средними несущими колонами, крайние отсутствуют, наружные стены несущие).
2. По характеру под нагрузкой:
 - 2.1 Группа А. Каркасно-балочная.
 - 2.2 Группа Б. Каркасно-безбалочная.

Группа А:

В каркасно-балочных усилия от вертикальных усилий и воздействий воспринимается плитами перекрытий и покрытий, а затем через ригели (балки, фермы) передаются на колонны. Горизонтальные нагрузки (ветровые, температуры, силовые) передаются через жесткий диск перекрытия на рамы, связи, ядра жесткости и другие конструкции, обеспечивающие устойчивость здания в поперечном и продольном направлении. Для упрощения расчётов традиционными методами пространственные каркасы условно делятся на

вертикальные, поперечные, продольные плоские рамы. Однако Современные компьютерные технологии дают возможность производить расчеты по пространственным схемам позволяющие получить экономию материала. По способу восприятия усилий каркасы группы А принято делить в практике проектирования на три основные подгруппы в названиях которых содержатся две из основных характеристик:

1. Тип узла сопряжения горизонтальных или вертикальных элементов рам.
2. Способ восприятия горизонтальных усилий.

А.1 – рамная система – 1.420.1-09 (ИИ-20, ИИ-60). Все горизонтальные нагрузки в такой системе воспринимаются жесткими узлами в рамах и вертикальными связями.

А.2 – связевая система – 1.020-1/87 (ИИ-04). Сопряжения элементов шарнирные. Горизонтальные нагрузки воспринимаются междуэтажными перекрытиями и передаются через низ на вертикальные элементы жесткости к которым относятся: ДЖ, лестничные клетки, шахты лифтов, поперечные стены (если стены из ЖБ, то толщина стены должна быть не менее 160 мм).

А.3 – рамно-связевый каркас – 1.020.1-4. Горизонтальные нагрузки воспринимаются вертикальными элементами жесткости, а также рамами каркаса совместно пропорционально их изгибным жесткостям.

Группа Б:

В каркасно-безбалочных зданиях ригели отсутствуют, а рамы образуются путем жесткого соединения надколонной плиты или капители с колонной.

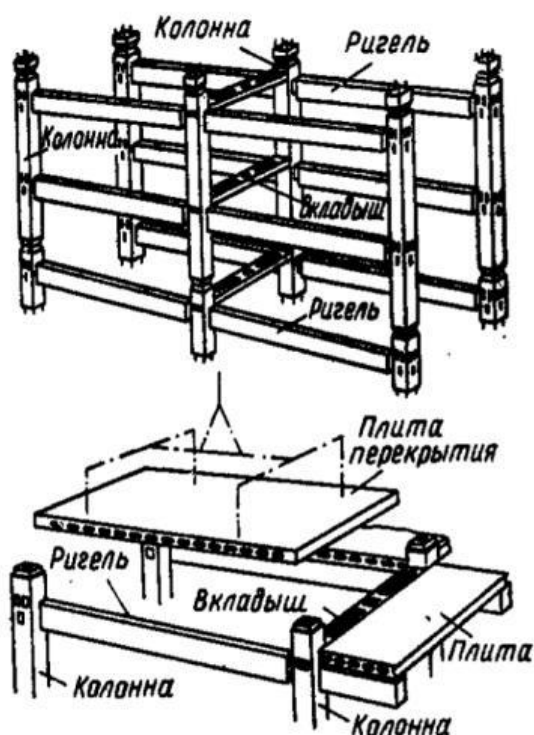


Рис. 1.27. Железобетонный каркас многоэтажного здания
1 – колонна; 2 – ригель; 3 – распорка; 4 – плита перекрытия

Деформационные швы

Чтобы уменьшить усилия от температуры и усадки, железобетонные конструкции делят по длине и ширине температурно-усадочными швами на отдельные части — деформационные блоки. Если расстояние между температурно-усадочными швами при температуре выше минус 40 °С не превышает пределов, указанных в табл.1.5, то конструкции без предварительного напряжения, а также предварительно напряженные, к трещиностойкости которых предъявляются требования 3-й категории, на температуру и усадку можно не рассчитывать.

Наибольшие допустимые расстояния между температурно-усадочными швами в железобетонных конструкциях

Таблица 1.5

Вид конструкции	Расстояние между швами, м	
	Внутри отапливаемых зданий и в грунте	в открытых сооружениях и в неотапливаемых зданиях
Сборная каркасная	60	40
» сплошная	50	30
Монолитная и сборно-монолитная каркасная	50	30
То же, сплошная	40	25

Температурно-усадочные швы выполняются в надземной части здания — от кровли до верха фундамента, разделяя при этом перекрытия и стены. Ширина температурно-усадочных швов обычно составляет 2—3 см, она уточняется расчетом в зависимости от длины температурного блока и температурного перепада. Наиболее четкий температурно-усадочный шов конструкции здания создается устройством парных колонн и парных балок по ним (рис. 1.28а).

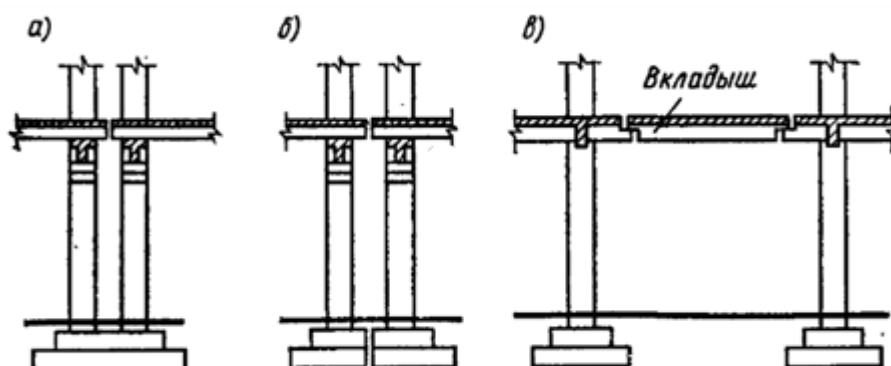


Рис. 1.28. Деформационные швы

а — температурный шов на парных колоннах; б — осадочный шов на парных колоннах; в — осадочный шов с вкладным пролетом

Осадочные швы устраивают между частями зданий разной высоты или в зданиях, возводимых на участке с разнородными грунтами; такими швами делят и фундаменты (рис. 1.28,б). Осадочные швы можно устраивать также с помощью вкладного пролета из плит и балок (рис. 1.28,в). Осадочный шов служит одновременно и температурно-усадочным швом здания.

Типизация сборных элементов и унификация размеров

Чтобы одни и те же типовые элементы можно было широко применять в различных зданиях, расстояния между колоннами в плане (сетка колонн) и высоты этажей унифицируют, т. е. приводят к ограниченному числу размеров.

В гражданских зданиях укрупненным модулем для сетки осей принят размер 600мм. Расстояние между осями сетки в продольном и поперечном направлениях назначают от 3 до 6,6м. Высоты этажей, кратные модулю 300мм, — от 3 до 4,8м.

Чтобы связать размеры типовых элементов зданий, предусмотрены три категории размеров: номинальные, конструктивные и натурные (рис. 1.29).

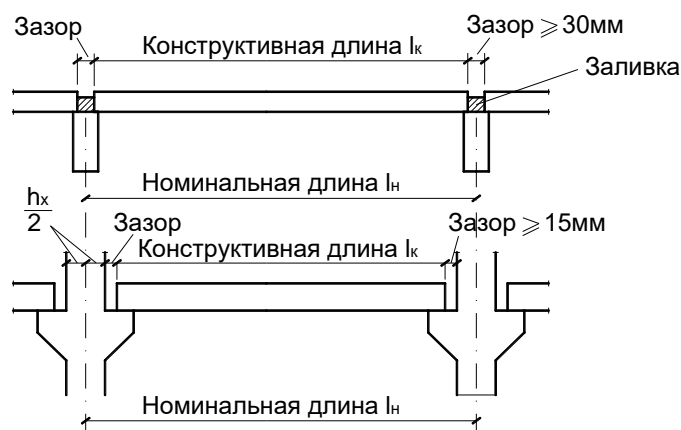


Рис. 1.29. Номинальные и конструктивные размеры сборных элементов:
а – панелей; б – ригелей

Номинальные размеры элемента – расстояния между **разбивочными** осями здания в плане. Конструктивные размеры элемента отличаются от номинальных на величину швов и зазоров. Величина зазоров зависит от условий и методов монтажа и должна допускать удобную сборку элементов и в необходимых случаях заливку швов раствором. В последнем случае величина зазора принимается не менее 30 мм. **Натурные размеры** элемента – фактические размеры, которые в зависимости от точности изготовления могут отличаться от конструктивных размеров на некоторую величину, называемую допуском (3—10 мм). **Конструктивные размеры** элементов назначают с учетом необходимых зазоров в швах и стыках, а также с учетом нормированных допусков.

Многоэтажные гражданские каркасные и панельные (бескаркасные) здания проектируют для массового строительства высотой 12—16 этажей, а в ряде случаев — высотой 20 этажей и более. Сетка колонн, шаг несущих стен и высоты этажей выбирают в соответствии с требованиями типизации элементов конструкций и унификации габаритных параметров. Конструктивные

схемы зданий, возводимых из сборных элементов, характерны постоянством геометрических размеров по высоте, регулярностью типовых элементов конструкций, четким решением плана.

Каркасные конструкции применяют для различных административных и общественных зданий с большими помещениями, редко расположенными перегородками, а в некоторых случаях и для жилых домов высотой более 25 этажей. Основными несущими конструкциями многоэтажного каркасного здания в гражданском строительстве являются железобетонные рамы, вертикальные связевые диафрагмы и связывающие их междуэтажные перекрытия.

Важнейшим условием достижения высоких эксплуатационных качеств многоэтажного здания является обеспечение его надежного сопротивления горизонтальным нагрузкам и воздействиям. Необходимая пространственная жесткость такого здания достигается различными вариантами компоновки конструктивной схемы, в основном отличающимися способами восприятия горизонтальных нагрузок.

Например, при поперечных многоэтажных рамах и поперечных вертикальных связевых диафрагмах, горизонтальные нагрузки воспринимаются вертикальными конструкциями совместно, и каркасное здание в поперечном направлении работает по рамно-связевой системе, при этом в продольном направлении при наличии только вертикальных связевых диафрагм здание работает по связевой системе (рис. 1.30а).

При поперечном расположении вертикальных связевых диафрагм и продольном расположении многоэтажных рам здание в поперечном направлении работает по связевой системе, а в продольном направлении — по рамной системе (рис. 1.30б). Конструктивная схема каркаса при шарнирном соединении ригелей с колоннами будет связевой в обоих направлениях.

Панельные конструкции применяют для жилых домов, гостиниц, пансионатов и других аналогичных зданий с часто расположенными перегородками и стенами. В панельных зданиях основными несущими конструкциями служат вертикальные диафрагмы, образованные панелями внутренних несущих стен, расположенными в поперечном, иногда в продольном направлении, и связывающие их междуэтажные перекрытия. Панели наружных стен навешивают на торцы панелей несущих поперечных стен.

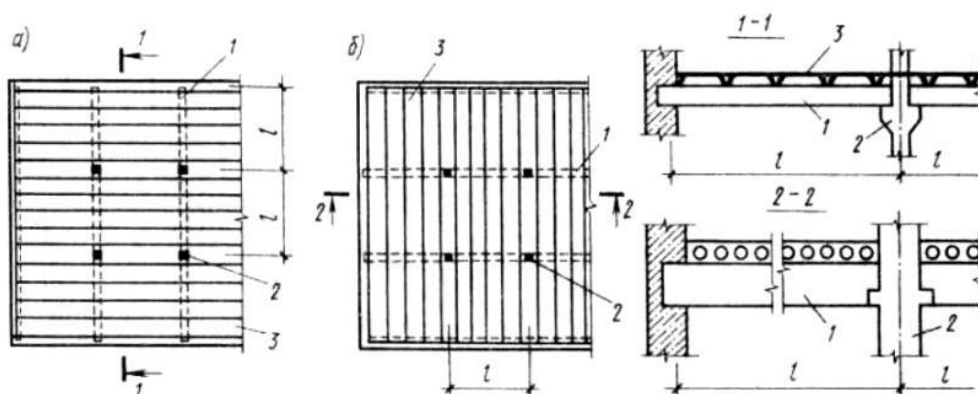


Рис. 2.15. Направление ригелей поперек (а) и вдоль (б) здания в сборном балочном перекрытии

Многоэтажное панельное здание, как в поперечном, так и в продольном направлении воспринимает горизонтальную нагрузку по связевой системе. Возможны другие конструктивные схемы многоэтажных зданий. К ним относятся, например, каркасное здание с центральным ядром жесткости, в котором в качестве вертикальных связевых диафрагм используются внутренние стены заблокированных лифтовых и вентиляционных шахт, лестничных клеток; здание с двумя ядрами жесткости открытого профиля — в виде двутавров; здание с двумя ядрами жесткости и сложной конфигурацией в плане, позволяющей индивидуализировать архитектурное решение. В описанных конструктивных схемах зданий горизонтальные воздействия воспринимаются по рамно-связевой или связевой системе.

Системы рамные, рамно-связевые и связевые

Расчетные схемы многоэтажных каркасных и панельных зданий устанавливают в зависимости от их конструктивных схем и способа восприятия горизонтальных нагрузок — по рамной, рамно-связевой или связевой системе. Междуетажные перекрытия рассматривают как жесткие, не деформирующиеся при изгибе в своей плоскости горизонтальные связевые диафрагмы.

Расчетные схемы рамно-связевых систем отражают совместную работу многоэтажных рам и различных вертикальных диафрагм: сплошных, комбинированных и с проемами (рис. 1.31). Вертикальные конструкции, в действительности расположенные в здании параллельно друг другу, изображаются стоящими рядом в одной плоскости и соединенными стержнями-связями, поскольку горизонтальные перемещения их в каждом уровне равны. Роль стержней-связей между многоэтажной рамой и вертикальной диафрагмой выполняют междуетажные перекрытия. Эти стержни-связи считаются несжимаемыми и нерастяжимыми. Жесткость вертикальной диафрагмы в расчетной схеме также принимают равной суммарной жесткости соответствующих вертикальных диафрагм блока здания.

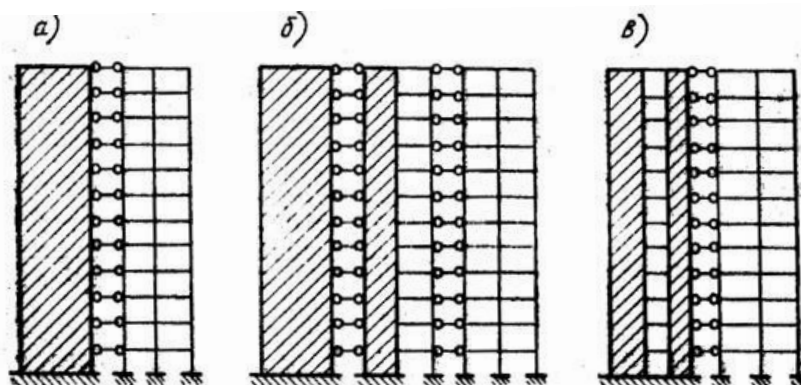


Рис. 1.31. Расчетные схемы рамно-связевых систем

а – со сплошной диафрагмой; б – со сплошной и комбинированной диафрагмами; в – с проемной диафрагмой

Расчетные схемы связевых систем отражают совместную работу вертикальных диафрагм многоэтажных каркасных или панельных зданий в

различных сочетаниях: сплошных и с проемами, с одним и несколькими рядами проемов. В этих расчетных схемах вертикальные диафрагмы, в действительности расположенные в здании параллельно друг другу, изображаются стоящими рядом в одной плоскости и соединенными стержнями-связями.

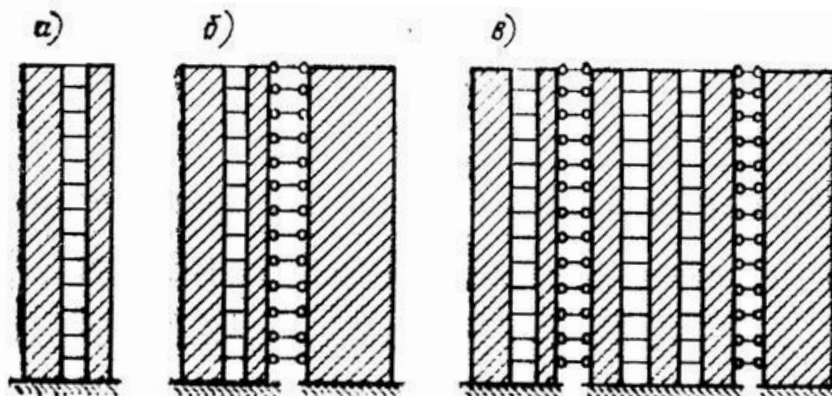


Рис. 1.32. Расчетные схемы связевых систем
а – с проемными диафрагмами; б – с проемными и сплошными диафрагмами; в – с разнотипными диафрагмами

Влияние податливости стыков стоек и ригелей учитывают в расчетах соответствующим снижением их погонной жесткости. Влияние же податливости стыков вертикальных диафрагм, как показали исследования, может учитываться в расчетах снижением их изгибной жесткости примерно на 30 %.

Горизонтальную ветровую нагрузку (увеличивающуюся кверху) при расчете многоэтажных зданий заменяют эквивалентной, равномерно распределенной или же эквивалентной нагрузкой, распределенной по трапеции. При равномерно распределенной нагрузке получают более компактные расчетные формулы и практически точные значения перемещений и усилий в расчетных сечениях. Эквивалентная, равномерно распределенная ветровая нагрузка определяется по моменту в основании

$$p = \frac{2M_{act}}{H^2}$$

где: M_{act} – момент в основании от фактической ветровой нагрузки.

Конструктивные решения многоэтажных промышленных зданий

Конструктивные схемы зданий

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

Высоту промышленных зданий обычно принимают по условиям технологического процесса в пределах от 3 до 7 этажей (при общей высоте до 40 м),

а для некоторых видов производств с не тяжелым оборудованием, устанавливаемым на перекрытиях, до 12—14 этажей. Ширина промышленных зданий может быть равной 18—36м и более. Высоту этажей и сетку колонн каркаса назначают в соответствии с требованиями типизации элементов конструкций и унификации габаритных параметров. Высоту этажей принимают кратной модулю 1,2 м, т.е. 3,6; 4,8; 6м, а для первого этажа иногда 7,2м. Наиболее распространенная сетка колони каркаса 6х6, 9х6, 12х6м. Такие ограниченные размеры сетки колонн каркаса обусловлены большими временными нагрузками на перекрытия, которые могут достигать 15кН/м^2 , а в некоторых производствах 25кН/м^2 и более.

Для промышленного строительства наиболее удобны многоэтажные каркасные здания без специальных вертикальных диафрагм, поскольку они ограничивают свободное размещение технологического оборудования и производственных коммуникаций. Основные несущие конструкции многоэтажного каркасного здания – железобетонные рамы и связывающие их междуэтажные перекрытия (рис. 1.33). Пространственная жесткость здания обеспечивается в поперечном направлении работой многоэтажных рам с жесткими узлами — по рамной системе, а в продольном – работой вертикальных стальных связей или же вертикальных железобетонных диафрагм, располагаемых по рядам колонн и в плоскости наружных стен, – по связевой системе (рис. 1.34). Если в продольном направлении связи или диафрагмы по технологическим условиям не могут быть поставлены, их заменяют продольными ригелями. В этом случае пространственная жесткость и в продольном направлении обеспечивается по рамной системе.

При относительно небольшой временной нагрузке на перекрытия пространственная жесткость и в поперечном направлении обеспечивается по связевой системе; при этом во всех этажах устанавливаются поперечные вертикальные диафрагмы. Шарнирное соединение ригелей с колоннами в этом решении достигается установкой ригелей на консоли колонн без монтажной сварки в узлах.

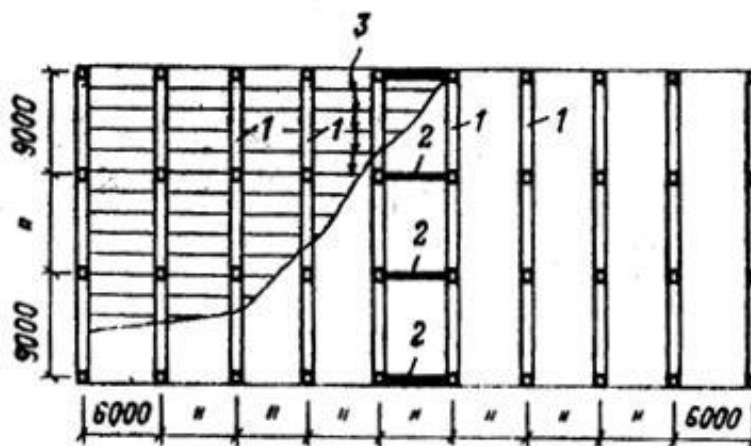


Рис. 1.30. Конструктивный план многоэтажного каркаса промышленного здания

1 – поперечные рамы; 2 – продольные вертикальные связи;
3 – панели перекрытий

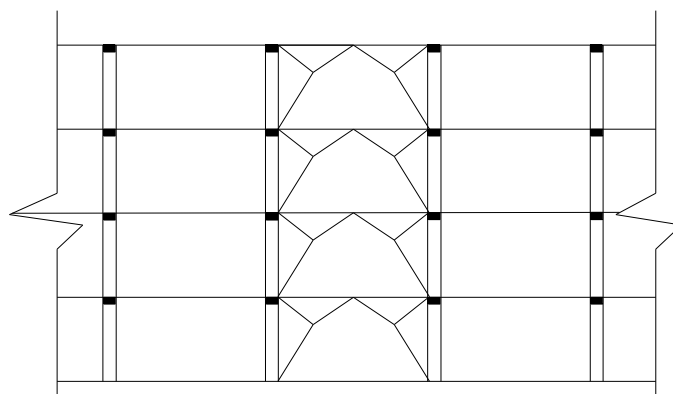


Рис. 1.34. Вертикальные связи многоэтажного каркаса в продольном направлении

Ригели соединяют с колоннами (стойками) на консолях, с применением ванной сварки выпусков арматуры и обетонированием полости стыка на монтаже. Для междуэтажных перекрытий применяют ребристые плиты шириной 1500 или 3000мм. Плиты, укладываемые по линии колонн, служат связями-распорками, обеспечивающими устойчивость каркаса на монтаже.

В таких зданиях возможно опирание плит перекрытий двух типов: на полки ригелей таврового сечения (для производства со станочным оборудованием, нагрузки от которого близки к равномерно распределенным) и по верху ригелей прямоугольного сечения (главным образом, для зданий химической промышленности с оборудованием, провисающим из этажа в этаж и передающим большую сосредоточенную нагрузку на одну опору). В обоих типах опирания плит типовые ригели при пролетах 6 и 9м имеют одинаковое сечение по высоте 800мм и ширину ребра 300 мм.

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

Пример решения конструкции здания с безбалочными перекрытиями приведен на рис. 1.35. Ригелем многоэтажной рамы в поперечном и продольном направлениях служит безбалочная плита, жестко связанная с колоннами с помощью капителей. Пространственная жесткость здания в обоих направлениях обеспечивается по рамной системе. Унификация размеров плит и капителей средних и крайних пролетов безбалочного перекрытия достигается смещением наружных самонесущих стен с оси крайнего ряда колонн на расстояние, равное половине ширины надкапительной плиты.

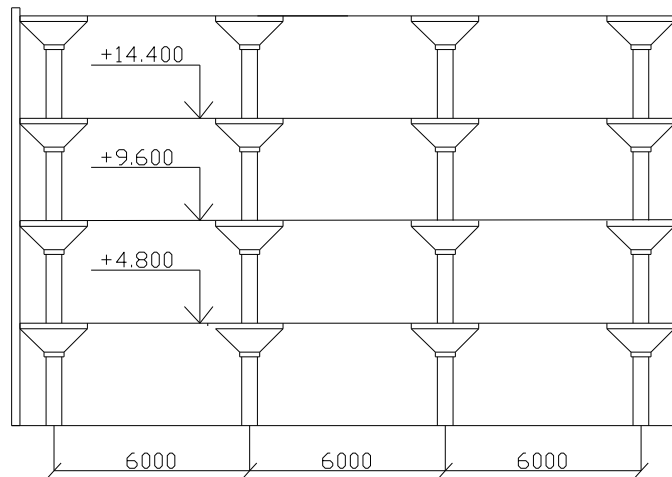


Рис. 1.35. Конструкции зданий многоэтажных промышленных зданий с безбалочными перекрытиями

Многоэтажные промышленные здания с часто расположенными опорами при сетке колонн 6×6 или 9×6 м не всегда удовлетворяют требованиям гибкой планировки цехов, модернизации оборудования и усовершенствования производства без дорогостоящих переустройств. Поэтому применять их следует в случае больших временных нагрузок на перекрытия более 10 кН/м^2 .

Проектирование ригеля

Ригель многопролетного перекрытия представляет собой элемент рамной конструкции. Типы опирания перекрытий на ригели представлены на рис. 1.36. При свободном опирании концов ригеля на наружные стены и равных пролетах ригель можно рассчитывать как неразрезную балку. При этом возможен учет образования пластических шарниров, приводящих к перераспределению и выравниванию изгибающих моментов между отдельными сечениями.

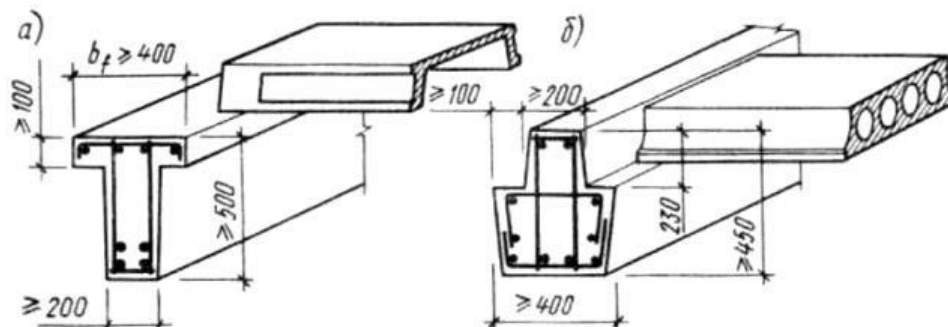


Рис. 1.36. Типы ригелей перекрытий промышленного (а) и гражданского (б) зданий

При расположении временной нагрузки через один пролет получают максимальные моменты в загружаемых пролетах; при расположении временной нагрузки в двух смежных пролетах и далее через один пролет получают максимальные по абсолютному значению моменты на опоре (рис. 1.37).

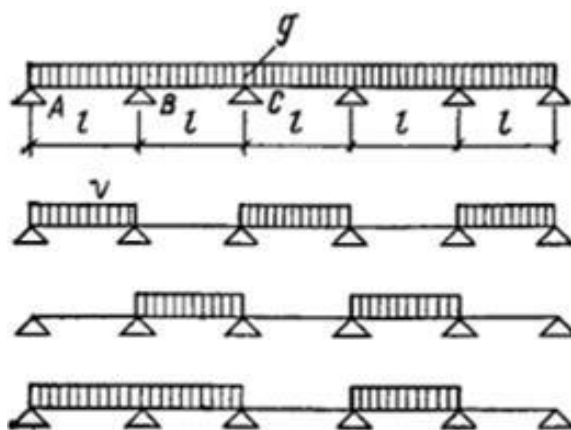


Рис.1.37. Схемы загрузки неразрезной балки

Конструирование неразрезного ригеля.

Поперечное сечение ригеля может быть прямоугольным, тавровым с полками вверх, тавровым с полками вниз (рис. 1,37). При опирании панелей перекрытия на нижние полки ригеля таврового сечения строительная высота перекрытия уменьшается.



Рис.1.37. Схемы поперечного сечения сборного ригеля

Стыки ригелей размещают обычно непосредственно у боковой грани колонны. Действующий в стыках ригелей опорный момент вызывает растяжение верхней части и сжатие нижней (рис. 1.36а). В стыковых соединениях ригель может опираться на железобетонную консоль колонны или же на опорный столик из уголков, выпущенных из колонны (рис. 1.38б). В верхней части стыка выпуски арматуры из колонны и ригеля соединяются вставкой арматуры на ванной сварке. Вставка арматуры повышает точность монтажного соединения в случае нарушения соосности выпусков арматуры.

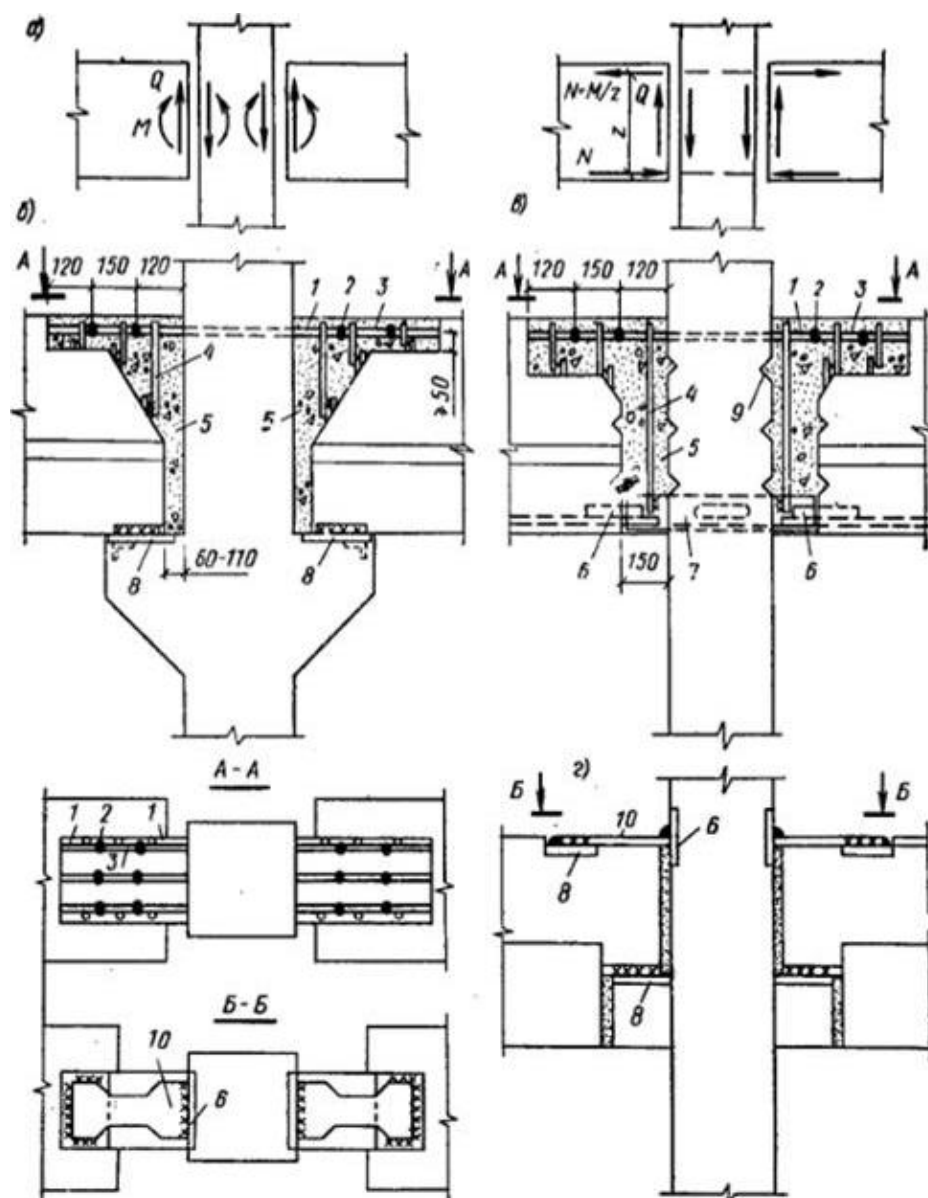


Рис.1.38. Конструкции стыков сборного ригеля с колонной

а – усилия, действующие в стыке; б – жесткий стык на консолях; в – жесткий стык бесконсольный; г – скрытый стык на консолях; 1 – арматурные выпуски из ригеля и колонны; 2 – ванная сварка; 3 – вставка арматуры; 4 – поперечные стержни, привариваемые на монтаже; 5 – бетон замоноличивания; 6 – усиленный арматурный выпуск из ригеля; 7 – опорный столик из уголков с отверстием для удобства бетонирования; 8 – стальные закладные детали; 9 – призматические углубления для образования бетонных шпонок; 10 – фигурная деталь «рыбка», привариваемая на монтаже.

В нижней части стыка монтажными швами соединяются закладные детали колонны и ригеля. После приварки монтажных хомутов полость стыка бетонируется.

Скрытые стыки на консолях (с подрезкой торца ригеля) усложняют конструирование, так как требуют усиления арматуры входящего угла дополнительными каркасами и закладными деталями, повышающими расход стали и трудоемкость изготовления; кроме того, при таком стыке снижается несущая способность и жесткость ригеля на опоре. Эти стыки считаются шарнирными, фигурная же стальная накладка, привариваемая на монтаже, обеспечивает восприятие небольшого изгибающего момента ($\sim 50 \text{ кН}\cdot\text{м}$).

В бесконсольных стыках (рис. 1.38в), как показали исследования, поперечная сила воспринимается бетоном замоноличивания полости и бетонными шпонками, образующимися в призматических углублениях на боковой поверхности колонны и в торце сборного ригеля. Специальными исследованиями установлено, что этот стык равнопрочен с консольным стыком, но в то же время по расходу материалов и трудоемкости он экономичнее.

Ригель армируют обычно двумя плоскими сварными каркасами (рис. 1.39). При значительных нагрузках возможен третий каркас в средней части пролета. Площадь растянутых стержней каркасов и их число устанавливают при подборе сечений по изгибающим моментам в расчетных сечениях на опоре и в пролете. По мере удаления от этих сечений ординаты огибающей эпюры M уменьшаются, следовательно, может быть уменьшена и площадь сечения арматуры.

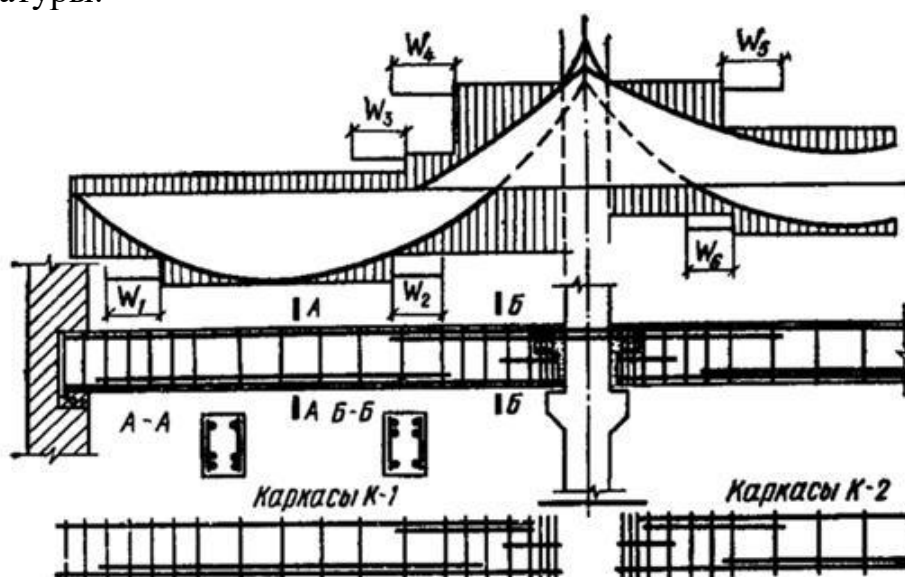


Рис. 1.39. Армирование ригеля и эпюра арматуры

В целях экономии арматурной стали часть продольных стержней обрывают в соответствии с изменением огибающей эпюры моментов. Сечение ригеля, в котором отдельный растянутый стержень по расчету уже не нужен, называют местом его теоретического обрыва. Обрываемые стержни заводят за место теоретического обрыва на длину заделки $l_{ан}$.

Для проверки экономичности армирования ригеля и прочности всех его сечений строят эпюру арматуры (эпюру материалов). Ординаты эпюры вычисляют как момент внутренних сил в рассматриваемом сечении ригеля.

Эпюра арматуры против мест теоретического обрыва стержней имеет ступенчатое очертание с вертикальными уступами. Там, где эпюра арматуры M_{Rd} значительно отходит от эпюры M_{sd} , имеет место избыточный запас прочности (избыток растянутой арматуры); в местах, где ступенчатая линия эпюры арматуры M_{Rd} пересекает эпюру M_{sd} , прочность сечения недостаточна.

Тема 1.10 Железобетонные конструкции одноэтажных промышленных зданий. Классификация одноэтажных производственных зданий по конструктивным признакам

Для металлургической, машиностроительной, легкой и других отраслей промышленности возводятся одноэтажные каркасные здания. Конструктивной и технологической особенностью таких зданий является оборудование их транспортными средствами — мостовыми и подвесными кранами.

Мостовые краны перемещаются по специальным путям, опертые на подкрановые балки и колонны; подвесные краны перемещаются по путям, подвешенным к элементам покрытия. Покрытие одноэтажного производственного здания может быть балочным из линейных элементов или пространственным в виде оболочек. К элементам конструкций одноэтажного каркасного здания с балочным покрытием относятся колонны (стойки), заделанные в фундаментах, ригели покрытия (балки, фермы, арки), опирающиеся на колонны, панели покрытия, уложенные по ригелям, подкрановые балки, связевые или аэрационные фонари. Основная конструкция каркаса — поперечная рама, образованная колоннами и ригелями.

Пространственная жесткость и устойчивость одноэтажного каркасного здания достигаются главным образом заземлением колонн в фундаментах. В поперечном направлении пространственная жесткость здания обеспечивается поперечными рамами, в продольном — продольными рамами, образованными теми же колоннами, элементами покрытия, подкрановыми балками и вертикальными связями (рис. 1.40, 1.41).

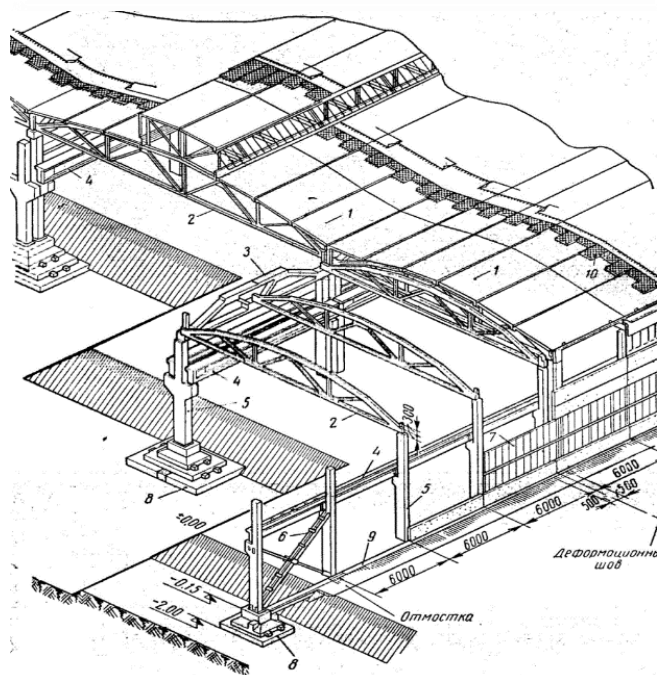


Рис. 1.40. Основные конструктивные элементы одноэтажного промышленного здания.
1 — панели покрытия; 2 — стропильные фермы; 3 — подстропильные фермы; 4 — подкрановые балки; 5 — колонны; 6 — вертикальные связи; 7 — стеновые ограждения; 8 — фундаменты; 9 — фундаментная балка; 10 — утеплитель.



Рис. 1.41. Фото одноэтажного промышленного здания.

Классификация одноэтажных производственных зданий по конструктивным признакам (по виду, количеству пролетов, типу кровли, крановому оборудованию и т.д.):

1. По типу покрытия:
 - а) Балочные из линейных элементов.
 - б) Пространственные покрытия в виде оболочек или складок.
2. По оборудованию подъемно -транспортными средствами:
 - а) С мостовыми кранами.
 - б) С подвесным оборудованием.
 - в) Без п-т средств.
3. По количеству и размерам пролетов (с точки зрения определения ПРЦ):
 - а) Однопролетная.
 - б) Двухпролетная.
 - в) Многопролетная – равнопролетная или с разными пролетами.
4. По профилю кровли:
 - а) Со скатными кровлями.
 - б) С плоскими кровлями.
5. По способу освещения и вентиляции:
 - а) С зенитными фонарями (с фонарями).
 - б) Без фонарей.
6. По способу возведения:
 - а) Со сборными рамами.
 - б) С монолитными рамами.
7. По высоте здания:
 - а) С перепадом высот.
 - б) Без перепада высот (во избежание образования снеговых мешков).

Мостовые краны различают по режиму работы:

Легкий режим – при редкой работе крана с малой скоростью передвижения до 60м/мин.

Средний режим – интенсивная работа крана со скоростью движения до 100м/мин.

Тяжелый режим – интенсивный режим с работой крана в три смены со скоростью движения крана более 100м/мин.

В справочниках приведены данные в зависимости от грузоподъемности крана и режима его работы для определения величин P_{max} и P_{min} - давление на колесо крана. Горизонтальная нагрузка T , вызываемая торможением тележки воспринимается колоннами каркаса ПРЦ (поперечная рама [знакопеременная нагрузка]). Нагрузку, вызываемую торможением моста крана, воспринимается продольной рамой, в частности связями.

Классификация колонн от назначения:

- Основные.
- Фахверковые.

По расположению:

- Крайнего ряда.
- Среднего ряда;

Торцевые.

От наличия и вида подъемно-транспортного оборудования:

- Крановые.
- Бескрановые.

В зависимости от вида сечения и высоты колонны:

- Сплошное постоянное сечение.
- Ступенчатые колонны – с изменяющимся сечением по высоте.
- Двухветвевые колонны.

Виды сечения:

- Квадратное.
- Прямоугольное.
- Сквозное;
- Полое – в случае центрифугированных колонн.

Сплошные колонны в типовых сериях применяются при:

- Пролетах до 24м.
- Кранах, грузоподъемности до 30т.
- При высоте от пола до низа стропильной конструкции до 14,4м.

Двухветвевые колонны (сквозного сечения):

- При пролетах более 30м.
- Кранах, грузоподъемностью более 30т.
- При высоте от пола до низа стропильной конструкции 14,4м и выше.

За рубежом двухветвевые колонны практически не применяются из-за высокой трудоемкости изготовления. В последнее время подобная тенденция наблюдается и в РБ.

Нулевая привязка – когда наружная грань крайних колонны по продольным осям и внутренняя поверхность стены совмещаются с продольной разбивочной осью. Нулевая привязка применяется в случае колонн сплошного сечения, с шагом 6,0м.

Привязка «250» - при такой привязке наружная грань колонны смещена от внутренней поверхности стены на 250 мм. Применяется в случае двухветвевых, сквозных колонн.

Высота здания зависит от технологического процесса, наличия подъемно-транспортного оборудования, от учета необходимых зазоров, габаритов, стенового ограждения, типов конструкций покрытия, наличия фонарей.

По типовым требованиям отметка верха колонны (или низа стропильной конструкции покрытия) должна быть кратна 600 мм.

Покрытие может быть:

- Беспрогонным.
- По прогонам.

В *беспрогонном* случае плиты покрытий укладываются на стропильные конструкции (фермы, балки) и привариваются не менее, чем в трех точках (углах) к закладным деталям стропильной конструкции.

Площадка (глубина) опирания ребристых плит в типовых сериях при длине до 6м принимается не менее 80мм, при 12м – не менее 100мм. Конкретная длина опирания указана в серии для соответствующих марок плит.

Расположение стропильных конструкций может быть поперечным и продольным.

При поперечном расположении стропильных конструкций возможны следующие варианты конструктивных схем здания:

- Шаг крайних и средних колонн и, соответственно, стропильной конструкции совпадает.
- Шаг колонн -12м, шаг стропильных конструкций - 6м.
- Шаг крайних колонн 6м, шаг средних колонн – 12м.

Во втором и третьем случае используются подстропильные конструкции.

При *прогонной системе* конструкции покрытия укладываются на дополнительные балки (прогоны), которые опирают на стропильные конструкции покрытия.

При большой протяженности здание делят на температурно-деформационные швы (ТДШ). Основное назначение ТДШ – уменьшение усилия в колоннах от вынужденных перемещений вследствие изменения температуры наружного воздуха, усадки бетона и других вынужденных перемещений. Максимальное расстояние между ТДШ при температуре -40°С для отапливаемых ОПЗ из сборных ЖБК не должно превышать 72м.

Пространственная жесткость ЖБ каркаса, то есть его способность сопротивляться горизонтальным нагрузкам обеспечивается:

- заземлением колонн в фундаментах.
- жестким диском покрытия.
- стальными связями (рис.1.42).



Рис. 1.42. Вертикальные стальные связи жесткости.

В поперечном направлении в одноэтажных промышленных зданиях связи как правило не устанавливаются (из-за технологического процесса). Поэтому жесткость каркаса в поперечном направлении должна быть обеспечена колоннами и диском покрытий. В продольном направлении общая устойчивость каркаса обеспечивается вертикальными крестовыми или порталными стальными связями. В зданиях с мостовыми кранами они устанавливаются всегда, размещаются в одном и том же шаге, как правило по центру температурного блока, на высоту от пола до низа подкрановой балки.

Такие связи рассчитывают на ветровые нагрузки, приложенные к торцевым стенам здания, а также на действие тормозных нагрузок от действия крана. В общем случае система связей имеет следующее основное назначение:

- Обеспечить жесткость покрытия.
- Обеспечивать устойчивость сжатых поясов стропильных конструкций.
- Для восприятия ветровых нагрузок, действующих на торец здания.
- Для восприятие тормозных усилий от моста крана.

Система связей работает совместно с элементами каркаса и повышает пространственную жесткость каркаса.

Поперечные и продольные рамы здания.

Каркас ОПЗ является пространственной системой, состоящей из заземленных в фундаментах колонн, объединенных в пределах температурного

блока стропильными и подстропильными конструкциями, плитами покрытия или оболочками, а также связями. Эта пространственная система условно расчленяется на поперечные и продольные плоские рамы, каждая из которых воспринимает горизонтальную и вертикальную нагрузку. Поперечная рама является основным элементом каркаса, которая образуется из колонн и конструкций покрытия. При этом колонны и стропильные конструкции покрытия сопрягаются при помощи закладных деталей, анкерных болтов и относительно небольшого количества сварных швов. Поэтому такие соединения податливы, то есть позволяют сопрягаемым элементам взаимно поворачиваться при действии нагрузок. Именно поэтому в расчетных схемах принимаются шарнирные соединения, хотя эти узлы сопряжения воспринимают небольшие моменты, обычно не учитываемые для упрощения расчета. Так же при шарнирном опирании достигается простота монтажа. Поперечная рама воспринимает нагрузки от собственного веса конструкции, стенового ограждения, подъемно-транспортного оборудования, снега, ветра, и обеспечивает жесткость здания в поперечном направлении рис. 1.43.

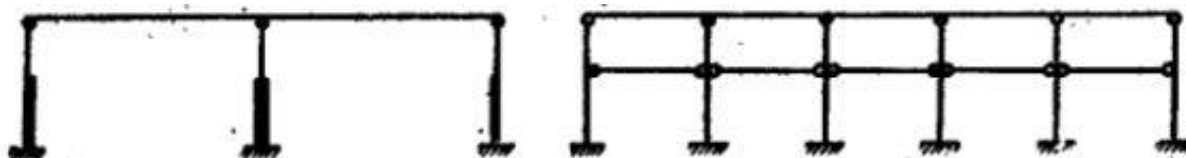


Рис. 1.43. Схема поперечной и продольной рамы

Продольная рама каркаса включает один продольный ряд колонн в пределах температурного блока, а также конструкции покрытия, подстропильные конструкции и подкрановые балки. Продольная рама обеспечивает жесткость каркаса в продольном направлении и воспринимает следующие нагрузки:

- Торможение крана.
- Действие ветра на торцы здания и фонарей + температурные воздействия.

Рамы здания в продольном направлении объединены между собой жесткими дисками покрытия, то есть плитами покрытия с замоноличенными швами. К элементам каркаса так же относят фахверковые колонны, воспринимающие нагрузку от ветра, а также стеновые панели торцов здания.

Каркас – это нелинейно деформированная статически неопределимая система, находящаяся под действием переменных и постоянных нагрузок. Нелинейность системы обусловлена следующими факторами:

- Геометрические факторы (то есть учетом продольного изгиба).
- Физические факторы (наличие трещин, неупругих деформаций бетона и их влиянием на жесткость).

Существует два основных метода расчета каркасов:

- Расчет по деформированной схеме.
- Расчет по недеформированной схеме.

Расчет рам обычно производят методом перемещений. В случае, когда необходим учет податливости узлов сопряжения элементов рамы, расчет производят по методу сил. Результатом расчета является величина смещения рамы Δ , то есть раскрывается статическая неопределимость рамы, после чего определяют реакции опор и усилия в требуемых сечениях колонн.

Цель статического расчета – определение усилий и перемещений в сечениях элементов рамы. При этом ставят задачи:

1. Установление расчетной схемы рамы и назначение метода расчета.
2. Выбор типа колонн (сечение и жесткость).
3. Определение величины воздействий и точек их приложения (определение эксцентриситета).
4. Определение усилий в колоннах отдельно от отдельных видов нагрузок.
5. Окончательный расчет сечений колонны, производимых на совместное физически возможное одновременное действие усилий.

Поперечная рама одноэтажного каркасного здания испытывает действие постоянных нагрузок от массы покрытия и различных временных нагрузок от снега, вертикального и горизонтального давления мостовых кранов, положительного и отрицательного давления ветра и др.

В расчетной схеме рамы соединение ригеля с колонной считается шарнирным, а соединение колонны с фундаментами – жестким. Длину колонн принимают равной расстоянию от верха фундамента до низа ригеля. Цель расчета поперечной рамы — определить усилия в колоннах и подобрать их сечения с армированием. Ригель рамы рассчитывают независимо, как однопролетную балку, ферму или арку.

Перечень контрольных вопросов по 1 разделу.

1. Факторы, влияющие на совместную работу бетона и арматуры.
2. Основные общие требования к ЖБК.
3. Структура бетона и её особенности.
4. Общая классификация бетонов.
5. Классификация бетонов по виду вяжущего и по зерновому составу.
6. Классификация бетонов по условиям твердения и по средней плотности.
7. Класс бетона по прочности, определение, обозначение.
8. Марка бетона по морозостойкости, определение, обозначение.
9. Марка бетона по плотности, определение, обозначение.
10. Марка бетона по водонепроницаемости, определение, обозначение.
11. Марка напрягающего бетона по самонапряжению, определение, обозначение.
12. Общая классификация свойств бетона.
13. Механические свойства бетона.
14. Деформативные свойства бетона.
15. Физические свойства бетона.
16. Какую зависимость рассматривают в качестве обобщенной характеристики механических свойств бетона.
17. Влияние возраста и условий твердения на прочность бетона.
18. Деформативность бетона, виды деформаций.
19. Усадка бетона, ее виды.
20. Как подразделяются силовые деформации бетона в зависимости от характера приложения нагрузки и длительности ее действия.
21. Ползучесть бетона, ее виды.
22. Назначение арматуры.
23. Классы арматуры, обозначение.
24. Применяемые классы арматуры для ЖБК без предварительного напряжения.
25. Применяемые классы арматуры для предварительно напряженных ЖБК.
26. Общая классификация арматуры.
27. Зависимость " $\sigma_s - \varepsilon_s$ " для арматуры с физическим пределом текучести. Основные параметрические точки.
28. Зависимость " $\sigma_s - \varepsilon_s$ " для арматуры с условным пределом текучести. Основные параметрические точки.
29. $\gamma_c - ?$ $\gamma_s - ?$ В зависимости от чего определяются эти величины, их численные значения.
30. Защитный слой бетона, от каких факторов зависит его величина.
31. Перечислите общие требования по назначению и размещению арматурных стержней в сечении ЖБК.
32. Основные параметры, влияющие на сцепление арматуры с бетоном (анкерровку).
33. Сущность и цели предварительного напряжения в ЖБК.

34. Методы и способы создания предварительного напряжения арматуры в ЖБК.
35. Метод расчета ЖБК по предельным состояниям (определение предельного состояния, группы предельных состояний).
36. Какие группы предельных состояний выделяют при расчете ЖБК.
37. Какие расчеты выполняют по предельным состояниям 1 группы (расчетные условия).
38. Какие расчеты выполняют по предельным состояниям 2 группы (расчетные условия).
39. Нормирование величины γ_f в методе предельных состояний (для 1 и 2 групп). Как называется и определяется эта величина. Численные значения.
40. Классификация методов расчета ЖБК по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента при действии М и N.
41. Упрощенный деформационный метод расчета ЖБК по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента при действии М и N. Предпосылки и допущения.
42. Упрощенный деформационный метод расчета ЖБК по прочности сечений, нормальных к продольной оси элемента при действии М и N (типы сечений, виды диаграмм деформирования, характер эпюры напряжений сжатой зоны бетона).
43. Области деформирования сечения, рассматриваемые при расчете ЖБК по упрощенному деформационному методу (характер работы материалов и разрушения).
44. Расчет ЖБК по прочности сечений, нормальных к продольной оси по допускаемым напряжениям [1], по методу предельных усилий [2]. Основные предпосылки и допущения.
45. Случаи разрушения (расчета) элементов по нормальному сечению в третьей стадии напряженно-деформированного состояния.
46. Понятие величины ξ_{lim} .
47. Формы разрушения наклонного сечения изгибаемого ЖБ элемента.
48. Модели, применяемые при расчете ЖБ элементов по прочности наклонных сечений при совместном действии М, N и V.
49. Расчет ЖБ элементов по прочности при действии поперечных сил на основе стержневой модели. Условие прочности, расчетная схема усилий.
50. Расчет ЖБ элементов на основе расчетной модели наклонных сечений. Общие условия прочности необходимых расчетов и их названия.
51. Конструктивные схемы многоэтажных зданий, их разновидности, преимущества и недостатки.
52. Рамные, связевые, рамно-связевые каркасы, особенности их работы под нагрузкой. Основы расчета на горизонтальные и вертикальные воздействия.
53. Классификация плоских железобетонных перекрытий по конструктивных схемам, способам возведения. Компонировка конструктивной схемы перекрытия.

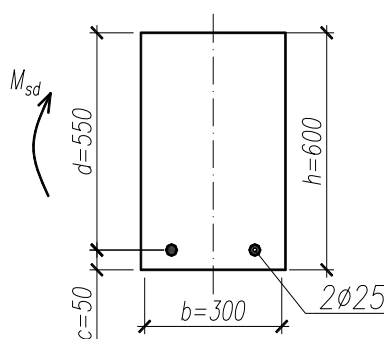
54. Классификация сборных железобетонных перекрытий. Типы сечений сборных железобетонных панелей перекрытий, общая последовательность их расчета.
55. Классификация одноэтажных производственных зданий по конструктивным признакам.
56. Как обеспечивается пространственная жесткость и устойчивость одноэтажного производственного здания.
57. Поперечные и продольные рамы одноэтажных производственных зданий.
58. Классификации колонн одноэтажных производственных зданий и их привязки к разбивочным геометрическим осям.
59. Цели и методы расчета поперечных рам одноэтажных промышленных зданий.

Содержание практических занятий по разделу 1

Расчёт изгибаемых элементов прямоугольного сечения с одиночным армированием

На практических занятиях по данной теме рассматриваются задачи проверки прочности при известных значениях изгибающего момента, геометрических параметров сечений и расчетных характеристик бетона и арматуры. Необходимая при самостоятельном решении задач справочная информация к определению расчетных характеристик бетона и арматуры, сортамент арматурных сталей и вспомогательные параметры расчетных условий приведены в нормативной литературе.

Пример 1.1



Дано:

Прямоугольное сечение с размерами $b = 300$ мм, $h = 600$ мм, $c = 50$ мм. Бетон класса $C^{20}/_{25}$

$$(f_{ck} = 20 \text{ МПа}, \gamma_c = 1,5,$$

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 20/1,5 = 13,33 \text{ МПа}).$$

Растянутая арматура класса S500

$$(f_{yk} = 500 \text{ МПа}, f_{yd} = 435 \text{ МПа}, E_s = 20 \cdot 10^4 \text{ МПа}),$$

$$A_{st} = 982 \text{ мм}^2 (2\text{Ø}25 \text{ S500}).$$

Изгибающий момент $M_{sd} = 200$ кН·м.

Требуется:

Проверить прочность сечения.

Решение:

1. Рабочая высота сечения $d = h - c = 600 - 50 = 550$ мм
2. Расчетная высота сжатой зоны:

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_{st}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{435 \cdot 982}{1 \cdot 13,33 \cdot 300} = 106,8 \text{ мм}$$

3. Расчетная относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{106,8}{550} = 0,194$$

4. Граничная относительная высота сжатой зоны:

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{s,cu}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,74}{1 + \frac{435}{500} \left(1 - \frac{0,74}{1,1}\right)} = 0,57$$

где: $\omega = k_c - 0,008 f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 13,33 = 0,74$

$$\sigma_{s,lim} = f_{yd} = 435 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{s,cu} = 500 \text{ МПа}$$

$$k_c = 0,85 - \text{для тяжелого бетона}$$

5. Сравниваем значения относительной высоты сжатой зоны с граничной

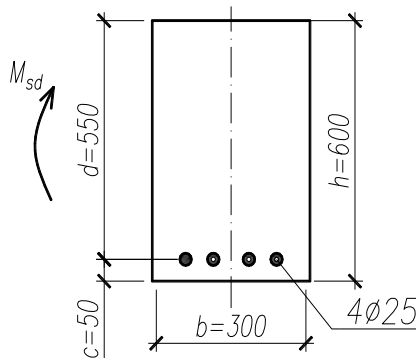
т.к. $\xi=0.236 < \xi_{lim}=0.57$ (сечение не перearмировано)
определяем предельный момент, воспринимаемый сечением при :

$$M_{rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \cdot \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) =$$

$$= 1.0 \cdot 13.33 \cdot 300 \cdot 106.8 \cdot \left(550 - \frac{106.8}{2}\right) \cdot 10^{-6} = 212.1 \text{ кНм}$$

8. $M_{Rd} = 212,1 \text{ кНм} > M_{sd} = 200 \text{ кНм}$, т.е. прочность сечения обеспечена.

Пример 1.2



Дано:

Прямоугольное сечение с размерами $b=300 \text{ мм}$,
 $h = 600 \text{ мм}$, $c = 50 \text{ мм}$.

Бетон класса $C^{20}/_{25}$ ($f_{ck} = 20 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$,
 $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 20/1,5 = 13,33 \text{ МПа}$).

Растянутая арматура класса S500
($f_{yk} = 500 \text{ МПа}$, $f_{yd} = 435 \text{ МПа}$,
 $E_s = 200\,000 \text{ МПа}$),

$A_{st} = 3216 \text{ мм}^2$ ($4\text{Ø}25 \text{ S500}$).

Изгибающий момент $M_{sd} = 520 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Требуется:

Проверить прочность сечения.

Решение:

(алгоритм расчета по блок-схеме рис 1.)

1. Рабочая высота сечения $d=h-c=600-50=550 \text{ мм}$

2. Расчетная высота сжатой зоны:

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_{st}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{435 \cdot 3216}{1 \cdot 13.33 \cdot 300} = 349 \text{ мм}$$

3. Определяем значение относительной высоты сжатой зоны:

$$\xi = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{349}{550} = 0.634$$

4. Граничная относительная высота сжатой зоны:

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{s,cu}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.74}{1 + \frac{435}{500} \left(1 - \frac{0.74}{1.1}\right)} = 0.57$$

где: $\omega = k_c - 0.008 f_{cd} = 0.85 - 0.008 \cdot 13.33 = 0.74$

$\sigma_{s,lim} = f_{yd} = 435 \text{ МПа}$

$\sigma_{s,cu} = 500 \text{ МПа}$

$k_c = 0.85$ – для тяжелого бетона

5. Сравниваем значения относительной высоты сжатой зоны с граничной.

Т.к. $\xi > \xi_{lim}$ принимаем $x_{eff} = x_{lim} = \xi_{lim} \cdot d = 0.57 \cdot 550 = 313.5$ мм

Определяем предельный момент, воспринимаемый сечением:

$$M_{rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \cdot \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) =$$

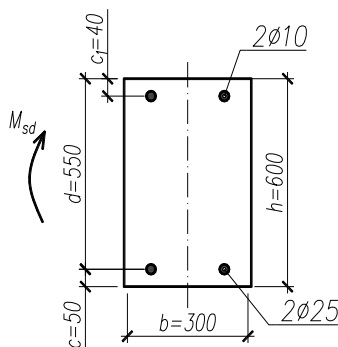
$$= 1.0 \cdot 13.33 \cdot 300 \cdot 313.5 \cdot \left(550 - \frac{313.5}{2}\right) \cdot 10^{-6} = 493.3 \text{ кНм}$$

8. $M_{Rd} = 419.33$ кНм $<$ $M_{sd} = 520$ кНм, т.е. прочность сечения не обеспечена. Сечение переармировано, что недопустимо, т.к. разрушение в 3 стадии напряженно-деформированного состояния будет носить хрупкий (мгновенный характер)

Расчёт изгибаемых элементов прямоугольного сечения с двойным армированием

На практических занятиях по данной теме рассматриваются задачи проверки прочности при известных значениях изгибающего момента, геометрических параметров сечений и расчетных характеристик бетона и арматуры. Необходимая при самостоятельном решении задач справочная информация к определению расчетных характеристик бетона и арматуры, сортамент арматурных сталей и вспомогательные параметры расчетных условий приведены в нормативной литературе.

Пример 1.3



Дано:

Прямоугольное сечение с размерами $b=300$ мм $h=600$ мм, $c=50$ мм, $c_1=50$ мм.

Бетон класса $C^{20}/_{25}$ ($f_{ck} = 20$ МПа, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 20/1,5 = 13,33$ МПа).

Растянутая арматура класса S500

($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 435$ МПа,

$E_s = 200\,000$ МПа),

$A_{st} = 982$ мм² ($2\text{Ø}25$ S500).

Сжатая арматура класса S500, $A_{s2}=157$ мм² ($2\text{Ø}10$)

Изгибающий момент $M_{sd} = 240$ кНм.

Требуется: Проверить прочность сечения.

Решение:

1. Рабочая высота сечения $d=h-c=600-50=550$ мм

2. Расчетная высота сжатой зоны:

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_{s1} - f_{yd} \cdot A_{s2}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b} = \frac{435 \cdot 982 - 435 \cdot 157}{1 \cdot 13.33 \cdot 300} = 89,7 \text{ мм}$$

3. Расчетная относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{89,7}{550} = 0.163$$

4. Граничная относительная высота сжатой зоны:

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s.lim}}{\sigma_{s.cu}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.74}{1 + \frac{435}{500} \left(1 - \frac{0.74}{1.1}\right)} = 0.57$$

где: $\omega = k_c - 0.008 f_{cd} = 0.85 - 0.008 \cdot 13.33 = 0.74$

$$\sigma_{s.lim} = f_{yd} = 435 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{s.cu} = 500 \text{ МПа}$$

$k_c = 0.85$ – для тяжелого бетона

5. Сравниваем значения относительной высоты сжатой зоны с граничной

Т.к. $\xi = 0.163 < \xi_{lim} = 0.57$ определяем предельный момент, воспринимаемый сечением по формуле:

$$M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x_{eff} \cdot \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1) =$$

$$= 1,0 \cdot 13.33 \cdot 300 \cdot 89,7 \cdot \left(550 - \frac{89,7}{2}\right) \cdot 10^{-6} + 435 \cdot 157(550 - 40) \cdot 10^{-6} = 199,9 \text{ кН.м}$$

8. $M_{Rd} = 199,9 \text{ кНм} < M_{sd} = 240 \text{ кНм}$, т.е. прочность сечения не обеспечена.

Расчёт изгибаемых элементов таврового сечения

Для решения задач данного типа необходимо обратить внимание на правила назначения эффективной ширины полки b_{eff} при расчете тавровых сечений.

В зависимости от положения нейтральной оси в сжатой зоне таврового или двутаврового сечения принято рассматривать два расчетных случая:

- при $x \leq h_f'$ – нейтральная ось пересекает полку;
- при $x > h_f'$ – нейтральная ось располагается вне полки и пересекает ребро таврового или двутаврового сечения.

Для выявления расчетного случая составляют уравнения моментов, либо продольных сил для полки таврового сечения. Для таврового (двутаврового) сечения с одиночным армированием условие, определяющее положение нейтральной оси в сечении, можно записать:

$$N_s \leq N_f = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_f \cdot h_f'$$

где $N_s = f_{yd} \cdot A_{s1}$

Для таврового (двутаврового) сечения с двойным армированием:

$$N_s \leq \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_f \cdot h_f' + f_{yd} \cdot A_{s2}$$

Если условие выполняется, это означает, что нейтральная ось располагается в пределах полки и сечение рассчитывают как прямоугольное.

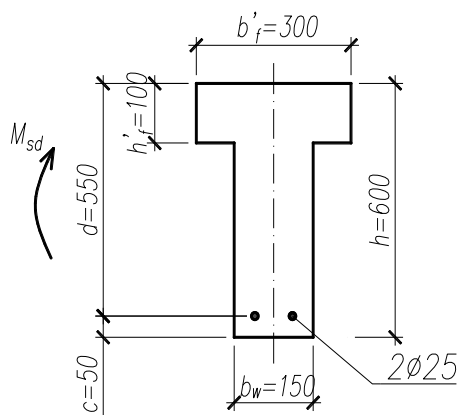
Если условие не выполняется, производят расчет таврового сечения, для которого равнодействующая усилий в сжатом бетоне определяется по формулам:

$$F_{cc} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot x_{eff} + \alpha \cdot f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f'$$

Тогда уравнение моментов относительно центра тяжести площади растянутой арматуры в общем случае можно записать в виде:

$$M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot x_{eff} \cdot \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) + \alpha \cdot f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f' \cdot \left(d - \frac{h_f'}{2}\right) + f_{yd} \cdot A_{s2} \cdot (d - c_1);$$

Пример 1.4



Дано:

Тавровое сечение с размерами $b_f' = 300$ мм, $b_w = 150$ мм, $h_f' = 100$ мм, $h = 600$ мм, $c = 50$ мм.

Бетон класса С20/25

($f_{ck} = 20$ МПа, $\gamma_c = 1,5$,

$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 20 / 1,5 = 13,33$ МПа).

Растянутая арматура класса S500

($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 435$ МПа,

$E_s = 200000$ МПа),

$A_{st} = 982$ мм² (2Ø25 S500).

Изгибающий момент $M_{sd} = 200$ кНм.

Требуется:

Проверить прочность сечения.

Решение:

1. Положение границы сжатой зоны

$N_f = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_f' \cdot h_f' = 1,0 \cdot 13,33 \cdot 300 \cdot 100 \cdot 10^{-3} = 339,9$ кН - продольная сила, воспринимаемая полкой таврового сечения

$N_s = f_{yd} \cdot A_{st} = 435 \cdot 982 \cdot 10^{-3} = 427,2$ кН - продольная сила, воспринимаемая арматурой

Так как $N_f = 339,9$ кН < $N_s = 427,2$ кН – граница сжатой зоны находится в ребре и расчет ведется как для таврового сечения.

2. Определяем $d = h - c = 600 - 50 = 550$ мм

3. Расчетная высота сжатой зоны

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_{st} + \alpha \cdot f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w} =$$

$$= \frac{435 \cdot 982 + 1 \cdot 13.33 \cdot (300 - 150) \cdot 100}{1 \cdot 13.33 \cdot 150} = 313.6 \text{ мм}$$

4. Граничная относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{313,6}{550} = 0,57$$

5. Граничная относительная высота сжатой зоны:

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{s,cu}} \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.74}{1 + \frac{435}{500} \left(1 - \frac{0.74}{1.1}\right)} = 0.576$$

где: $\omega = k_c - 0.008 f_{cd} = 0.85 - 0.008 \cdot 13.33 = 0.74$

$$\sigma_{s,lim} = f_{yd} = 435 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{s,cu} = 500 \text{ МПа}$$

$$k_c = 0.85 - \text{для тяжелого бетона}$$

6. Сравниваем значения относительной высоты сжатой зоны с граничной

Т.к. $\xi = 0,57 < \xi_{lim} = 0,576$ определяем предельный момент, воспринимаемый сечением по формуле:

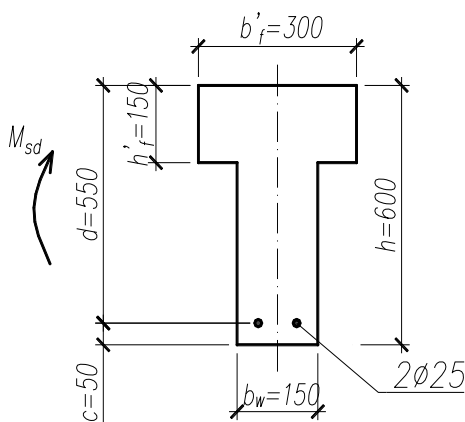
$$M_{Rd} = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot x_{eff} \cdot \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) + \alpha \cdot f_{cd} \cdot (b_f - b_w) \cdot h_f \cdot \left(d - \frac{h_f}{2}\right) =$$

$$= 1 \cdot 13.33 \cdot 150 \cdot 313,6 \cdot \left(550 - \frac{313,6}{2}\right) + 0.85 \cdot 13.33 \cdot (300 - 150) \cdot 100 \cdot \left(550 - \frac{100}{2}\right) =$$

$$= 331532136 \text{ Нмм} = 331,5 \text{ кНм}$$

7. $M_{Rd} = 331,5 \text{ кНм} > M_{sd} = 200 \text{ кНм}$,

Прочность сечения обеспечена.



Пример 1.5

Дано:

Тавровое сечение с размерами $b'_f = 300 \text{ мм}$, $b_w = 150 \text{ мм}$, $h'_f = 150 \text{ мм}$, $h = 600 \text{ мм}$, $c = 50 \text{ мм}$.

Бетон класса $C^{20}/_{25}$

$$(f_{ck} = 20 \text{ МПа}, \gamma_c = 1,5,$$

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 20 / 1,5 = 13,33 \text{ МПа}).$$

Растянутая арматура класса S500

$$(f_{yk} = 500 \text{ МПа}, f_{yd} = 435 \text{ МПа},$$

$$E_s = 200\,000 \text{ МПа}),$$

$$A_{st} = 982 \text{ мм}^2 (2\phi 25 \text{ S500}).$$

Изгибающий момент $M_{sd} = 200 \text{ кНм}$.

Требуется:

Проверить прочность сечения.

Решение:

1. Положение границы сжатой зоны

$N_f = \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_f \cdot h_f = 1.0 \cdot 13.33 \cdot 300 \cdot 150 \cdot 10^{-3} = 509,8 \text{ кН}$ – продольная сила, воспринимаемая полкой таврового сечения

$N_s = f_{yd} \cdot A_{st} = 435 \cdot 982 \cdot 10^{-3} = 427,2 \text{ кН}$ – продольная сила, воспринимаемая растянутой арматурой

Так как $N_f = 509,8 \text{ кН} > N_s = 427,2 \text{ кН}$ – граница сжатой зоны находится в полке и расчет ведется как для прямоугольного сечения шириной $b_f = 300 \text{ мм}$.

2. Определяем $d = h - c = 600 - 50 = 550 \text{ мм}$

3. Высота сжатой зоны:

$$x_{eff} = \frac{f_{yd} \cdot A_{st}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b_f} = \frac{435 \cdot 982}{1 \cdot 13.33 \cdot 300} = 106,8 \text{ мм}$$

4. Относительная высота сжатой зоны:

$$\xi = \frac{x_{eff}}{d} = \frac{106,8}{550} = 0,194$$

5. Граничная относительная высота сжатой зоны:

$$\xi_{lim} = \frac{\omega}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{s,cu}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,74}{1 + \frac{435}{500} \left(1 - \frac{0,74}{1,1}\right)} = 0,576$$

где: $\omega = k_c - 0,008 f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 13,33 = 0,74$

$$\sigma_{s,lim} = f_{yd} = 435 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{s,cu} = 500 \text{ МПа}$$

$k_c = 0,85$ – для тяжелого бетона

6. Сравниваем значения относительной высоты сжатой зоны с граничной

Т.к. $\xi = 0,194 < \xi_{lim} = 0,576$ определяем предельный момент, воспринимаемый сечением по формуле:

$$\begin{aligned} M_{Rd} &= \alpha \cdot f_{cd} \cdot b_f' \cdot x_{eff} \cdot \left(d - \frac{x_{eff}}{2}\right) = \\ &= 1,0 \cdot 13,33 \cdot 300 \cdot 106,8 \cdot \left(550 - \frac{106,8}{2}\right) \cdot 10^{-6} = 212,1 \text{ кН/м} \end{aligned}$$

7. $M_{Rd} = 212,1 \text{ кНм} > M_{sd} = 200 \text{ кНм}$, следовательно прочность сечения обеспечена.

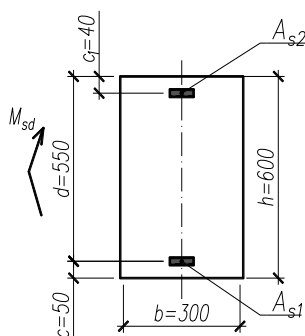
Определение размеров прямоугольного профиля и расчет площади поперечного сечения продольной арматуры железобетонных элементов из условия прочности нормальных сечений при действии изгибающих моментов

Рассматриваются задачи двух типов:

- определение требуемой площади поперечного сечения продольной арматуры при известных геометрических параметрах элемента и расчетных характеристиках бетона и арматуры;
- определение размеров поперечного профиля железобетонного элемента и расчет требуемой площади поперечного сечения продольной арматуры при выбранных классах прочности бетона и арматуры.

Необходимая при самостоятельном решении задач справочная информация к определению расчетных характеристик бетона и арматуры, сортамент арматурных сталей и вспомогательные параметры расчетных условий приведены в нормативной литературе.

Пример 1.6



Дано:

Прямоугольное сечение с размерами:

$b=300$ мм, $h=600$ мм.

Бетон тяжелый класса $C^{20}/_{25}$:

($f_{ck}=20$ МПа, $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 20/1,5 = 13,33$ МПа).

Арматура класса S500:

($f_{yk} = 500$ МПа, $f_{yd} = 435$ МПа).

Изгибающий момент, действующий в сечении:

$M_{Sd} = 600$ кН·м.

Требуется:

Определить площадь поперечного сечения и диаметр продольной арматуры.

Решение:

1. Задаемся $c=50$ мм и определяем d
 $d = h - c = 600 - 50 = 550$ мм
2. Определяем значение коэффициента

$$\alpha_m = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{600 \cdot 10^6}{1 \cdot 13,33 \cdot 300 \cdot 550^2} = 0,495$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,495} = 0,9$$

3. Граничная относительная высота сжатой зоны:

$$\xi_{lim} = \frac{\omega_c}{1 + \frac{\sigma_{s,lim}}{\sigma_{s,cu}} \left(1 - \frac{\omega}{1,1}\right)} = \frac{0,74}{1 + \frac{435}{500} \left(1 - \frac{0,74}{1,1}\right)} = 0,57$$

$$\omega_c = 0,85 - 0,008 \cdot f_{cd} = 0,85 - 0,008 \cdot 13,33 = 0,74$$

$$\alpha_{m,lim} = \xi_{lim} (1 - 0,5 \cdot \xi_{lim}) = 0,575 \cdot (1 - 0,5 \cdot 0,575) = 0,409$$

4. Так как $\xi = 0.9 > \xi_{lim} = 0.57$ – требуется усиление сжатой зоны бетона рабочей арматурой по расчету, принимая значение высоты сжатой зоны в предельном состоянии, равной предельной (т.е. $x = x_{lim} = \xi_{lim} \cdot d$), откуда тз условия прочности при $\alpha_{lim} = \xi_{lim} (1 - 0,5 \cdot \xi_{lim}) = 0,57(1 - 0,5 \cdot 0,57) = 0,4$

$$5. A_{S2} = \frac{M_{Sd} - \alpha_{m,lim} \cdot \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2}{f_{yd} \cdot (d - c_1)} = \frac{600 \cdot 10^6 - 0.4 \cdot 1 \cdot 13.33 \cdot 300 \cdot 550^2}{435 \cdot (550 - 40)} = 523 \text{ мм}^2$$

Принимаем $A_{S2} = 603 \text{ мм}^2$ (3Ø16 S500)

6. Площадь растянутой арматуры A_{S1} определяем из условия равновесия

$$\sum x = 0 \text{ т.е. } \alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \xi_{lim} \cdot d + A_{S2} \cdot f_{yd} - A_{S1} \cdot f_{yd} = 0$$

$$A_{S1} = \frac{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot \xi_{lim} \cdot d + A_{S2} \cdot f_{yd}}{f_{yd}} =$$

$$= \frac{1.0 \cdot 13.33 \cdot 300 \cdot 0,57 \cdot 550 + 435 \cdot 603}{435} = 3485 \text{ мм}^2$$

Принимаем 3Ø40 ($A_{S1}=3770 \text{ мм}^2$)

Пример 1.7

Дано:

Изгибающий момент $M_{Sd} = 210 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Бетон тяжелый класса $C^{20}/_{25}$

($f_{ck} = 20 \text{ МПа}$, $\gamma_c = 1,5$, $f_{cd} = f_{ck}/\gamma_c = 20/1,5 = 13,33 \text{ МПа}$).

Растянутая арматура класса S500

($f_{yk} = 500 \text{ МПа}$, $f_{yd} = 435 \text{ МПа}$).

Требуется:

Определить размеры сечения балки и площадь сечения арматуры.

Решение:

1. Принимаем по конструктивным соображениям $b=250 \text{ мм}$
2. Задаемся рекомендуемым по экономическим условиям, значением относительной высоты сжатой зоны $\xi=0.35$
3. $\alpha_m = \xi(1 - 0,5 \cdot \xi) = 0,35(1 - 0,5 \cdot 0,35) = 0,289$
4. Расчетная высота сечения

$$d = \sqrt{\frac{M_{Sd}}{\alpha_m \cdot b \cdot \alpha \cdot f_{cd}}} = \sqrt{\frac{210 \cdot 10^6}{0,289 \cdot 250 \cdot 1,0 \cdot 13,33}} = 467 \text{ мм}$$
5. Полная высота сечения $h=d+c=467+50=517 \text{ мм}$. Округляем h до размера кратного 50мм и принимаем равной 500 мм.
6. $d=h-c=500-50=450 \text{ мм}$

$$7. \quad \alpha_m = \frac{M_{sd}}{\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d^2} = \frac{210 \cdot 10^6}{1,0 \cdot 13,33 \cdot 250 \cdot 450^2} = 0,31$$

$$8. \quad \xi = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \alpha_m} = 1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,31} = 0,37$$

$$\eta = 1 - 0,5 \cdot \xi = 1 - 0,5 \cdot 0,37 = 0,815$$

9. Так как $\xi = 0,31 < \xi_{lim} = 0,57$ – сжатая арматура по расчету не требуется.

10. Требуемая площадь сечения растянутой продольной арматуры

$$A_{s1} = \frac{M_{sd}}{f_{yd} \cdot \eta \cdot d} = \frac{210 \cdot 10^6}{435 \cdot 0,815 \cdot 450} = 1316 \text{ мм}^2$$

Принимаем 3Ø25 S500 ($A_{s1} = 1473 \text{ мм}^2$)

Расчёт наклонных сечений изгибаемых элементов на действие поперечной силы

Пример 1.8

Проверить сопротивление наклонного сечения плиты перекрытия. Толщина плиты $h = 80$ мм. Класс бетона плиты – C²⁰/₂₅. Поперечная сила от внешней нагрузки $V_{Ed} = 21,35$ кН. Плита армирована плоскими сварными сетками из арматуры Ø8 класса S500 с шагом 150 мм. Расчет выполняется для условной полосы шириной $b = 1000$ мм.

Расчетное значение сопротивления поперечной силе определяется по формуле

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d,$$

$$\text{где } C_{Rd,c} = 0,18/\gamma_c = 0,18/1,5 = 0,12,$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{50}} = 3 > 2, \text{ принимаем } k = 2,$$

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} \text{ – коэффициент армирования продольной арматурой,}$$

здесь A_{sl} – площадь сечения растянутой арматуры,

b_w – наименьшая ширина поперечного сечения в пределах растянутой

зоны,

d – полезная высота сечения.

$$\rho_l = \frac{A_{sl}}{b_w \cdot d} = \frac{335}{1000 \cdot 50} = 0,0067 \leq 0,02;$$

$$V_{Rd,c} = C_{Rd,c} \cdot k \cdot (100 \cdot \rho_l \cdot f_{ck})^{1/3} \cdot b_w \cdot d =$$

$$= 0,12 \cdot 2 \cdot (100 \cdot 0,0067 \cdot 20)^{1/3} \cdot 1000 \cdot 50 = 28502 \text{ Н.}$$

Так как $V_{Rd,c} = 28,502 \text{ кН} > V_{Ed} = 21,35 \text{ кН}$, сопротивление наклонного сечения обеспечено.

Раздел 2. Каменные и армокаменные конструкции

Тема 2.1 Материалы и изделия каменных конструкций. Конструктивные схемы зданий и стен

Тадж Махал — одно знаменитое здание, которое расположено в восточном Агра в Индии. Этот шедевр искусства знаменит своими белыми фасадами и историей, что делает Тадж Махал одной из самых привлекательных архитектурных жемчужин в мире. Сооружение ведет свою историю с 17-го века. Это мавзолей и символ любви, которая пронизывает здесь каждый уголок. Тадж Махал имеет гигантский центральный купол высотой в 170 метров, четыре меньших купола, гигантский просторный внутренний двор, четыре огромных немного наклоненных минарета, великолепный исламский дизайн с мраморными деталями, каллиграфическими украшениями, и многое другое.

Колизей в Риме пронизан историческим наследством на каждой стене, фасаде или камне. Истинный масштаб этой арены довольно впечатляющий даже в наше время, а во времена Римской империи 2,000 лет назад это и вовсе было настоящим инженерным чудом. Колизей был самым большим амфитеатром в мире, центром многочисленных сражений гладиаторов, где собиралась вся римская знать. Под сооружением протягивает длинная сеть пещер и тоннелей, а внешняя стена Колизея с его многочисленными арками, этажами и колоннами считается одним из символов Рима и Италии.

Полацк. Сафійскі сабор, каля 1050 г. Найстарэйшы беларускі горад, які ўпершыню згадваецца ў летапісах у 862 годзе, трымае першыństwo і тут. Сафійскі сабор быў збудаваны ў прамежку між 1044-66 гадамі за князем Усяславам Чарадзеям рис. 2.1.

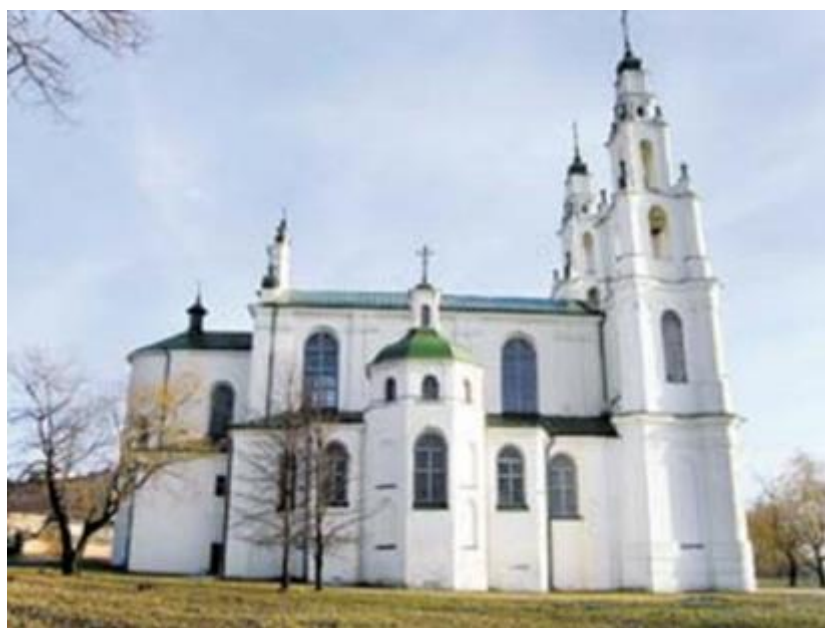


Рис. 2.1. Софийский собор в Полоцке.

Под каменной кладкой понимают искусственную цельную конструкцию, полученную из штучных элементов, уложенных в определенном порядке и связанных между собой за счет сил трения, застывшего раствора либо клея.

Каменные материалы (кирпич, камни, блоки, панели)

Для возведения каменных и армокаменных конструкций применяют искусственные и природные каменные материалы, облицовочные и теплоизоляционные материалы, строительный раствор, бетон и арматуру.

Силикатный и керамический кирпич толщиной 65 мм изготавливают полнотелым, а утолщенный кирпич – пустотелым или полнотелым с пористыми заполнителями толщиной 88мм.

Крупные пустотные керамические блоки и панели изготавливаются методом экструзии, что позволяет получать разнообразную форму изделий. Исходная смесь этих изделий состоит из глины и кварцевого песка.

Кирпич и камни лицевые, применяемые для облицовки наружных стен, изготавливают с гладкой или рельефной поверхностью как естественного света, так и окрашенными путем ввода добавок.

Каменная кладка, выполняемая на строительной площадке из мелкоштучного камня и кирпича, не вполне отвечает требованиям индустриального строительства. Поэтому для стен и фундаментов широко применяют крупные стеновые бетонные блоки и панели, изготавливаемые из тяжелого и легкого на пористых заполнителях бетона, силикатного и автоклавного ячеистого бетонов.

По геометрическим размерам (величине кладочных изделий) делятся на: панели и крупные блоки, обыкновенные (мелкие) камни и кирпич. Стандартные размеры кирпича 250 x 120 x 65 мм, утолщенного кирпича 250 x 120 x 88 мм, керамических пустотелых камней 250 x 120 x 138 мм, бетонных камней 390 x 190 x 188 и 390 x 90 x 188 мм. Бетонные блоки изготавливают длиной l= 880, 1180 и 2380 мм, шириной b= 300, 400, 500 и 600мм, высотой h= 290 и 580 мм. Блоки могут быть сплошными (ФБС), сплошными с вырезами для пропуска коммуникаций (ФБВ) и с пустотами, открытыми вниз (ФБП).

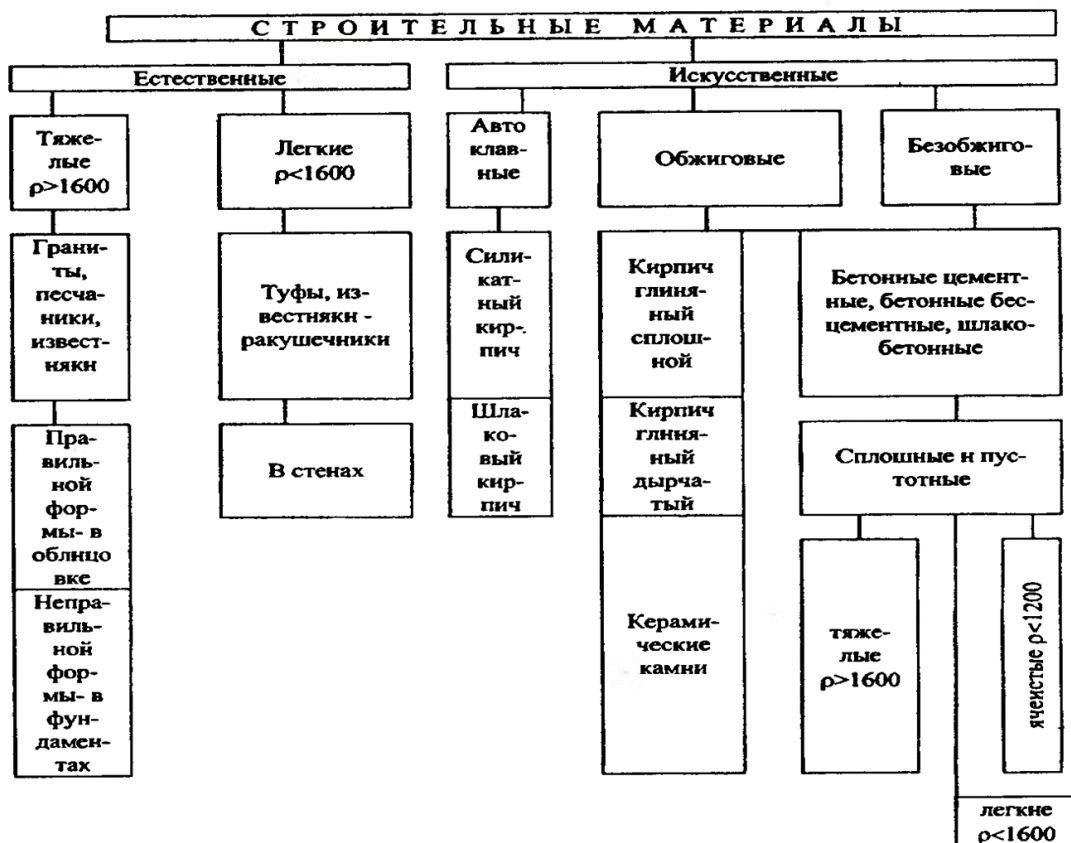


Рис. 2.2. Основные виды кладочных изделий.

По структуре и строительным материалам (величине кладочных изделий) делятся на: сплошные, пустотелые, с повышенной пористостью и пористо-пустотелые.

Прочностные характеристики материалов

Каменные материалы, применяемые для кладки, должны обладать необходимой прочностью, морозо- и водостойкостью.

Основной характеристикой каменных материалов и бетонов является их прочность, определяемая классами. Класс камня устанавливается по значению временного сопротивления (предел прочности) сжатию в МПа, а для кирпича также и по прочности на растяжение при изгибе. Класс бетона по прочности представляет собой предельное сопротивление на сжатие образца в МПа с обеспеченностью 0,95. Размеры и форму испытываемых для установления класса прочности материалов, а также методику их испытания устанавливают государственные стандарты. Если камни имеют различное строение в разных направлениях, то класс обозначает временное сопротивление в том направлении, в котором камень работает в кладке. Временное сопротивление пустотелых камней подсчитывается по площади брутто.

Морозостойкость камней также, как и бетонов, в значительной степени определяет их долговечность. Она характеризуется марками, обозначающими количество циклов замораживания и оттаивания в насыщенном водой состоянии, которое камни выдерживают без видимых повреждений и снижения

прочности. По морозостойкости имеются следующие марки камней и бетонов: F 10, 15, 25, 35, 60, 100, 150, 200 и 300.

Камни, доставляемые на строительство, должны иметь заводской паспорт, содержащий сведения о пределе прочности (марке), морозостойкости, плотности, содержании радионуклидов и т.п. При его отсутствии характеристики камней могут быть определены в лабораторных условиях.

Требования к кладочным изделиям

Систематизация кладочных изделий выполняется

- По виду материала;
- По геометрическим параметрам (разделение на группы);
- По способу установления прочности при сжатии (категории I или II);

По виду материала, из которого выполнены кладочные элементы, они подразделяются на:

- Керамические в соответствии с требованиями стандартов;
- Силикатные, в соответствии с требованиями стандартов;
- Из бетона на плотных и пористых заполнителях, в соответствии с требованиями стандартов ;
- Из автоклавного ячеистого бетона, в соответствии с требованиями стандартов;
- Из плотного бетона в соответствии с требованиями стандартов;
- Из естественного (природного) камня в соответствии с требованиями стандарта.

Например, производят такие виды керамических кладочных изделий в соответствии с СТБ EN и отечественным стандартом:

– кирпич LD: керамический кирпич с низкой плотностью брутто в сухом состоянии, применяемый в защищенной каменной кладке.

Следует отметить, что из всего многообразия кладочных изделий наиболее известными и широко применяемыми в нашей стране являются следующие (с использованием терминологии, принятой в ранее действующей нормативной литературе):

- Кирпич обыкновенный (одинарный) с размерами 65x125x250 мм (толщина x ширина x длина);
- Кирпич утолщенный с размерами 88x120x250 мм;
- Мелкоштучные камни (с наиболее употребляемой толщиной 138 и 188 мм).

Кирпич производится керамический и силикатный, полнотелый и пустотелый. Камни, как правило, выполняются пустотелыми. Пустоты в кладочных изделиях выполняются для снижения собственной массы и повышения тепло- и звукоизоляции изделия.

Керамические изделия изготавливаются с использованием глины и техно-логии обжига. Силикатные изделия изготавливаются с использованием извести в качестве вяжущего и твердением в автоклавах при повышенных давлении и температуре.

По геометрическим параметрам кладочные элементы делятся на две группы.

Критериями деления кладочных элементов на группы являются такие геометрические параметры, как:

- % общий объем пустот к объему камня или блока,
- % объем отдельной пустоты к объему камня или блока,
- толщина внутренних и внешних стенок,
- направление пустот относительно положения кладочного элемента.

В подробном виде указанная классификация представлена в таблице 7.1 (ТКП 45-5.02-308-2017).

По способу установления прочности при сжатии кладочные элементы делятся на две категории I и II.

Согласно стандартам, EN 771, к кладочным элементам категории I относятся кладочные элементы с декларируемой прочностью при сжатии, при этом вероятность того, что данное значение прочности не будет достигнуто, должна составлять не более 5 %. Декларируемая прочность при сжатии определяется при этом по характеристическому значению (с обеспеченностью 95%).

К кладочным элементам категории II относятся кладочные элементы, в которых не достигается уровень надежности элементов категории I. Декларируемая прочность при сжатии определяется по среднему значению (с обеспеченностью 50%).

В соответствии с нормами различают среднюю, характеристическую и нормированную прочность кладочных элементов при сжатии:

- средняя прочность при сжатии – прочность, рассчитанная как средняя арифметическая по результатам испытаний;
- характеристическая прочность при сжатии – прочность, соответствующая 5 % квантилю прочности (с обеспеченностью 95%);
- нормированная (приведенная) прочность при сжатии – прочность кладочных элементов, пересчитанная на прочность в воздушно-сухом состоянии равнозначного элемента шириной и высотой 100 мм.

Растворы

Качество каменной кладки в большой степени зависит от свойств раствора. Раствор для кладки – правильно подобранная смесь вяжущего, мелкого заполнителя, воды и специальных добавок (в необходимых случаях).

Требования к кладочным растворам

Раствор в кладке используется для:

1. создания единого монолита из отдельных кладочных изделий (каменной);
2. равномерной загрузки отдельных камней, имеющих неровности;
3. уменьшения воздухо- и влагопроницаемости.

Кладочный раствор получают из смеси неорганического вяжущего заполнителя, воды и, при необходимости, добавок и наполнителей. В качестве вяжущего используют цемент, известь, гипс, глину, иные вяжущие.

Кладочные растворы подразделяются по:

- виду;

- способу установления состава;
- месту изготовления.

По виду растворы подразделяются на:

- растворы общего назначения (стандартные растворы);
- легкие растворы плотностью в воздушно сухом состоянии не выше 1300 кг/м^3 ;
- растворы для тонких швов (растворы с максимальным размером зерен заполнителя 2 мм).

Растворы общего назначения (стандартные растворы) и легкие растворы применяются для швов толщиной не менее 6мм и не более 15 мм, а растворы для тонких швов - для швов толщиной не менее 0.5 мм и не более 3 мм.

По способу установления состава кладочные растворы подразделяются на:

- кладочные растворы, предписанные по рецептуре (заданного состава), прочность на сжатие которых определяется по заданным пропорциям составляющих;
- кладочные растворы заданного качества, состав и технологии изготовления которых изготовитель подбирает таким образом, чтобы достигались установленные свойства раствора (класс прочности раствора).

К растворам заданного качества относятся растворы общего назначения, легкие растворы и растворы для тонких швов.

По месту приготовления растворы подразделяются на:

- кладочные растворы заводского изготовления. К ним относятся кладочные растворы заданного состава и кладочные растворы заданного качества, приготовленные на заводе.

- кладочные растворы построечного изготовления. К ним относятся кладочные растворы заданного состава, приготовленные в условиях строительной площадки.

Для затвердевшего раствора устанавливаются требования к следующим свойствам:

- прочности при сжатии;
- прочности сцепления;
- водопоглощению;
- паропроницаемости;
- плотности в сухом состоянии;
- теплопроводности;
- горючести (для раствора с содержанием органических веществ $>1\%$);
- долговечности.

Стандартный кладочный раствор представляет собой раствор заданного состава или раствор заданного качества.

Тонкослойные и легкие кладочные растворы должны представлять собой растворы заданного качества.

Прочность при сжатии кладочного раствора f_m определяют по результатам испытаний на сжатие половинок балочек размерами 40x40x160 мм, полученным после их испытаний на изгиб.

Арматура для каменной кладки

Требования к арматуре

Армирование каменных конструкций может осуществляться следующими вариантами:

1. в виде отдельных стержней, устанавливаемых горизонтально или вертикально в швах и штрабах каменной кладки;
2. в виде арматурных изделий (сеток), устанавливаемых в горизонтальных швах кладки;
3. в виде железобетонных вставок в сечении каменной кладки (комплексные конструкции).

На практике, наибольшее распространение получил 2-ой вариант.

В качестве арматуры может применяться свариваемая гладкая арматура класса S240 и арматура периодического профиля класса S500. При проектировании конструкций из армированной каменной кладки показатели арматуры принимают в соответствии с нормами и стандартами по железобетонным конструкциям.

Растворы классифицируют по прочности при сжатии и обозначают буквой М, за которой следует указание прочности при сжатии, в ньютонах на миллиметр квадратный, например, М5. Растворы заданного состава классифицируют по соотношению компонентов смеси, например:

цемент: известь, песок = 1:1:5 в соотношении по объему.

Прочностные и деформативные свойства каменной кладки

Каменная кладка является монолитным неоднородным упругопластическим материалом. Даже при равномерном распределении нагрузки по всему сечению сжатого элемента камень и раствор находятся в условиях сложного напряженного состояния. Они одновременно подвержены внецентренному сжатию, изгибу и растяжению, срезу и смятию.

Основными причинами сложного напряженного состояния являются:

1. Неоднородность растворной постели камня. Это обусловлено тем, что даже при особо тщательном перемешивании раствора возможно неравномерное распределение вяжущего, заполнителя, добавок и воды; всасывающая способность камня и водоудерживающая способность раствора по плоскости их соприкосновения неодинакова, вследствие чего увеличивается неоднородность растворного шва; в процессе твердения раствора происходит его неравномерная усадка, проявляются усадочные напряжения, которые при неблагоприятных условиях могут вызвать отрыв раствора от камня и камень окажется опертым на отдельные участки раствора; в процессе возведения кладки в большинстве случаев поверхность раствора не выравнивается так, чтобы полностью соответствовать нижней поверхности камня и чтобы камень был одинаково прижат к растворной постели, что также создает участки шва с раствором разным по плотности, прочности и жесткости. Образование таких участков раствора приводит к концентрации напряжений на участках с большей прочностью и жесткостью.

Схематично работу кирпича или камня в кладке можно сравнить с пластинкой, опирающейся на беспорядочно расположенные и обладающие различной жесткостью опоры, нагруженные беспорядочно распределенными нагрузками, вызывающими в камне изгибающие моменты и поперечные силы (рис. 2.3).

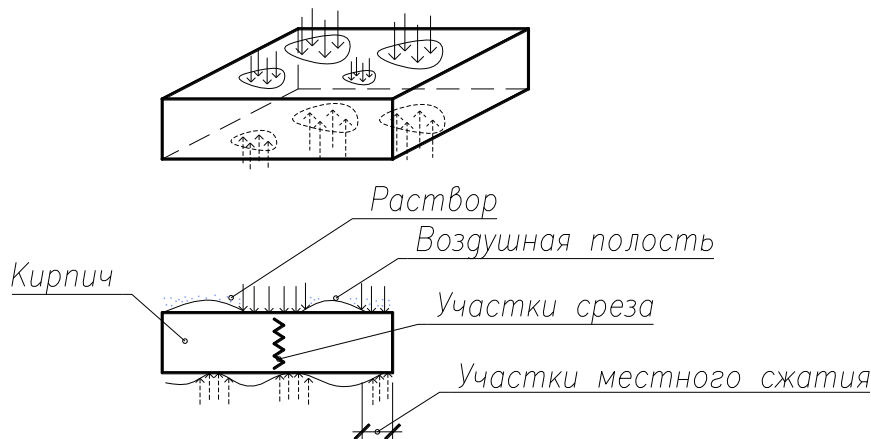


Рис. 2.3. Работа кирпича или камня в кладке под нагрузкой

2. Различие деформативных свойств камня и раствора. При сжатии кладки на соприкасающихся горизонтальных плоскостях камня и раствора из-за трения и сцепления невозможны независимые поперечные деформации камня и раствора. На этих плоскостях появляются касательные усилия – более жесткие материалы сдерживают деформации менее жестких. Если жесткость раствора меньше жесткости камня, в последнем возникают растягивающие напряжения, суммирующиеся с растягивающими напряжениями, возникающими при изгибе, что уменьшает прочность кладки.

Растягивающие усилия особенно велики для кладок на растворах низкой прочности (рис 2.4).

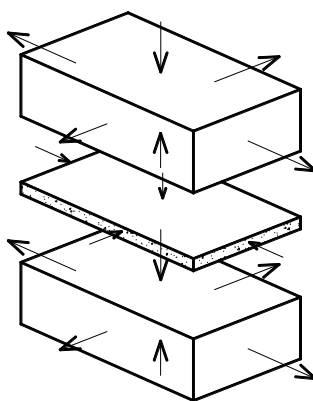


Рис. 2.3. Усилия в кирпиче и растворе

3. Наличие вертикальных швов в кладке и отверстий в пустотелых камнях, способствующих концентрации вблизи них напряжений;

4. Неоднородность камней и связанное с этим различие деформативных свойств самих камней, уложенных в кладку.

5. Неправильная форма камня в бутовой кладке, обуславливающее концентрацию напряжений на выступающих частях камней (рис. 2.5)

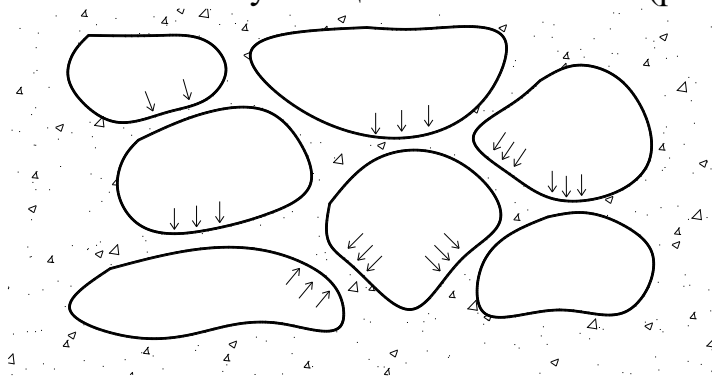


Рис. 2.3. Усилия в бутовой кладке

На прочность кладки оказывают влияние размеры и форма камней, способ перевязки швов, сцепление раствора с камнем и т. п.

В работе кирпичной (каменной) кладки на сжатие различают четыре стадии. Первая стадия (рис. 2.6, а) соответствует нормальной эксплуатации кладки, когда усилия, возникающие в кладке под нагрузкой, не вызывают видимых ее повреждений. Переход кладки во вторую стадию работы характеризуется появлением небольших трещин в отдельных кирпичах (рис 2.6, б). В этой стадии кладка еще несет нагрузку (значение ее составляет 60– 80 % от разрушающей) и дальнейшего развития трещин при неизменной нагрузке не наблюдается. Но при увеличении нагрузки происходит возникновение и развитие новых трещин, которые соединяются между собой, пересекая значительную часть кладки в вертикальном направлении. Это третья стадия (рисунок 2.6, в). При длительном действии нагрузки, соответствующей этой стадии, даже без дальнейшего ее увеличения будет постепенно (вследствие развития пластических деформаций) происходить дальнейшее развитие трещин, расслаивающих кладку на тонкие гибкие столбики. И третья стадия перейдет в четвертую – стадию разрушения от потери устойчивости расчлененной трещинами кладки (рисунок 2.6, г).

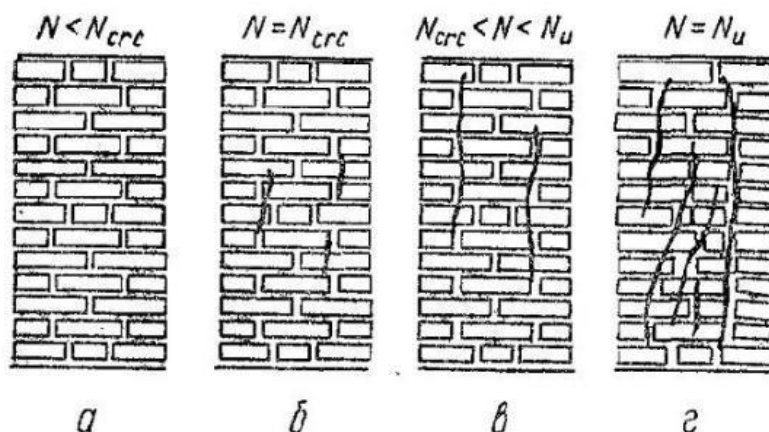


Рис 2.6. Стадии работы кладки при сжатии
а – первая; б – вторая; в – третья; г – четвертая (разрушение кладки)

Так как разрушение сжатой кладки происходит вследствие потери устойчивости образовавшихся после ее растрескивания гибких столбиков, то прочность кладки даже при очень прочном растворе всегда меньше прочности кирпича (камня) на сжатие. Теоретическая максимальная прочность кладки на растворе с пределом прочности $f_m = \infty$ называется конструктивной прочностью кладки. Конструктивная прочность кладки равна пределу прочности камня на сжатие f_b , умноженному на конструктивный коэффициент $A < 1$. Фактическая прочность кладки значительно меньше конструктивной. Кроме класса прочности кирпича f_b , на значение прочности кладки оказывают влияние прочность раствора f_m и вид кладки.

Рост прочности кладки с увеличением прочности раствора затухает. Даже при $f_m = \infty$ прочность кладки меньше f_b . Поэтому применение для обычных кладок растворов высоких классов (более 7,5) неэкономично.

Разрушение растянутой кладки может произойти по неперевязанному и перевязанному (рис. 2.7 а, б) сечению. При неперевязанном сечении кладка разрушается в большинстве случаев по плоскости соприкосновения камня и раствора в горизонтальных швах. При растяжении по перевязанному сечению кладка разрушается либо по раствору, либо по камням и раствору. Если предел прочности раствора при растяжении окажется меньше сцепления между камнем и раствором, кладка разрушается по раствору.

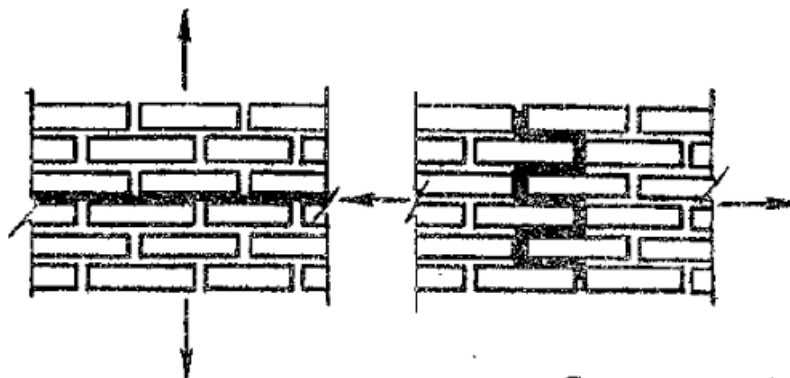


Рис .2.7. Схема разрушения кладки при растяжении
а – разрушение по неперевязанному сечению;
б – разрушение по перевязанному сечению

Центральное растяжение кладки по перевязанному сечению встречается в круглых резервуарах, силосах и других сооружениях, а растяжение неперевязанному сечению – во внецентренно сжатых стенах и столбах.

В некоторых конструкциях каменная кладка подвергается срезу. Срез может произойти как по неперевязанному, так и по перевязанному сечению.

Характеристическое значение прочности кладки при сжатии

Характеристическое значение прочности при сжатии каменной кладки без продольного шва определяют следующим образом:

– для каменной кладки на стандартном и легком кладочных растворах – по формуле:

$$f_k = K \cdot f_b^{0.7} \cdot f_m^{0.3}$$

– для каменной кладки из кладочных изделий из ячеистого бетона автоклавного твердения на тонкослойном кладочном растворе – по формуле:

$$f_k = K \cdot f_b^{0.7}$$

где K – коэффициент в диапазоне 0,25...0,7 зависит от вида изделия;
 f_b – приведенная (нормированная) прочность при сжатии кладочного изделия в направлении нагрузки, МПа;

f_m – прочность при сжатии кладочного раствора, МПа.

Характеристические значения прочности каменной кладки при сжатии, определяются как по формулам, так и по таблицам, приведенным в НД.

Диаграмма деформирования (состояния) каменной кладки при осевом кратковременном сжатии, как правило, нелинейная (рисунок 3.9). При определении расчетных параметров каменной кладки допускается принимать параболическую, параболически-линейную или упрощенную прямоугольную диаграмму.

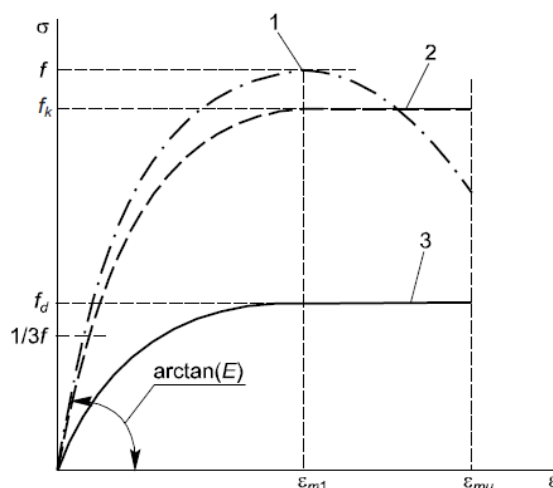


Рис. 2.8. Диаграмма деформирования (состояния) каменной кладки при осевом кратковременном сжатии.

- 1 – фактическая диаграмма (параболическая);
- 2 – идеализированная диаграмма (параболически-линейная);
- 3 – расчетная диаграмма (параболически-линейная)

Кратковременный модуль упругости E неармированной каменной кладки является секущим модулем и определяется в процессе испытаний в соответствии со стандартом. Таким образом, модуль упругости кладки – тангенс угла наклона касательной к кривой деформаций в начале координат.

Виды конструкций стен зданий

Продольные и поперечные стены, столбы, рамы каркаса вместе с перекрытиями и покрытиями образуют пространственную систему, элементы которой воспринимают все действующие нагрузки и обеспечивают требуемую устойчивость здания и его пространственную жесткость.

Распределение усилий между элементами зданий зависит: от жесткости перекрытий, от толщины и высоты стен, наличия в них проемов; от типа соединений между конструктивными элементами здания. В зависимости от конструктивной схемы здания каменные стены делятся на:

- несущие, воспринимающие все нагрузки;
- самонесущие, воспринимающие собственный вес всех стен по высоте здания и ветровую нагрузку;
- ненесущие, воспринимающие нагрузку от собственного веса стены и ветра в пределах одного этажа.

По системам пространственной жесткости различают здания с жесткой и упругой конструктивными схемами. Конструктивная схема определяется расстоянием между поперечными вертикальными устойчивыми конструкциями и жесткостью горизонтальных опор.

К зданиям с жесткой конструктивной схемой относятся в большинстве случаев гражданские здания, в которых при расчете на горизонтальные нагрузки, внецентренное растяжение и центральное сжатие несущие каменные стены и столбы рассчитываются как вертикальные балки, опирающиеся на жесткие опоры, которыми являются диски покрытия и междуэтажные перекрытия.

К зданиям с упругой конструктивной схемой относятся в основном одноэтажные промышленные здания, у которых отсутствуют жесткие горизонтальные связи.

Расчет стен зданий с жесткой конструктивной схемой

Расчет на вертикальные и горизонтальные ветровые нагрузки с учетом их возможного сочетания выполняется как для вертикальных неразрезных многопролетных балок, опертых на неподвижные опоры – перекрытия (рис. 2.9)

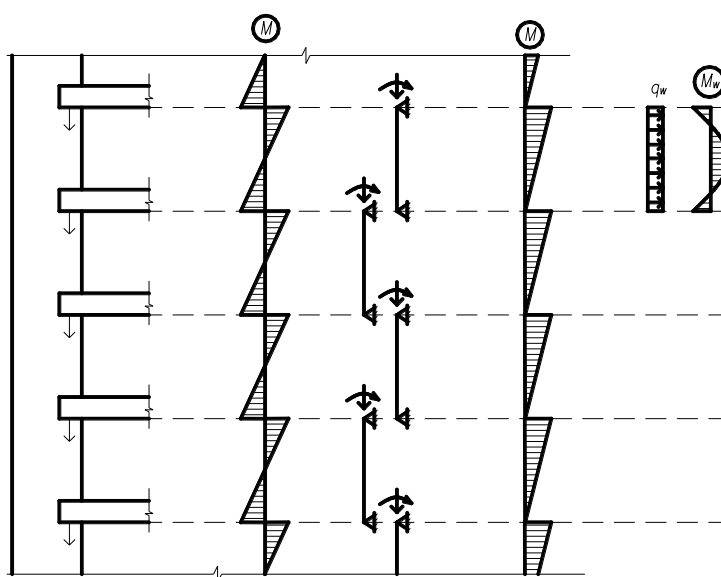
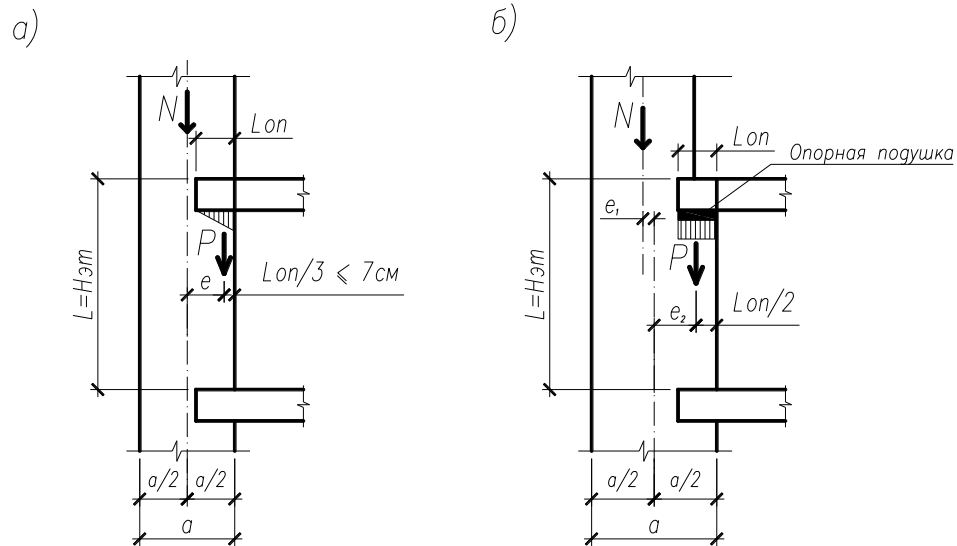


Рис. 2.9. Расчетная схема стены здания с жесткой конструктивной схемой

Для упрощения расчета допускается рассматривать стены или столбы многоэтажного здания рассеченными по высоте на однопролетные балки, шарнирно опирающиеся в горизонтальном направлении на перекрытия с пролетом $l = H_{эм}$. При этом принимают, что нагрузка от верхних этажей приложена в центре тяжести сечения стены вышележащего этажа. Нагрузка в пределах рассматриваемого этажа считается приложенной с эксцентриситетом относительно центра тяжести, рассматриваемого сечения (рис. 2.10).



$$N_x = N + P + P_{св}$$

$$M_x = P \cdot e \left(1 - \frac{x}{H_{эм}}\right)$$

$$e = 0.5 \cdot a - \frac{L_{он}}{3}$$

$$N_x = N + P + P_{св}$$

$$M_x = (-N \cdot e_1 + P \cdot e_2) \left(1 - \frac{x}{H_{эм}}\right)$$

Рис. 2.10. Схема приложения нагрузок на стену

Для сплошных стен (не имеющих проемов) за расчетное сечение принимается участок стены длиной 1 м. Для стены с проемами расчетным сечением является сечение наиболее нагруженного простенка.

Изгибающие моменты в сечении наружной стены от горизонтальной ветровой нагрузки определяются в пределах каждого этажа как для балок с

$$\text{зашемленными концами } M_w = \frac{\pm q_w \cdot H_{эм}^2}{12}$$

Расчет стен начинается с верхнего этажа.

Расчет стен зданий с упругой конструктивной схемой

При статическом расчете каменных стен и столбов зданий с упругой конструктивной схемой выделяют один ряд поперечных конструкций между средними осями пролетов здания и рассматривают рамную систему. Стойками рамы являются стены и столбы, которые принимаются заделанными в грунт в

уровне пола здания, а конструкции покрытия – ригеля, считаются абсолютно жесткими, шарнирно связанными со стойками (рис. 2.11).

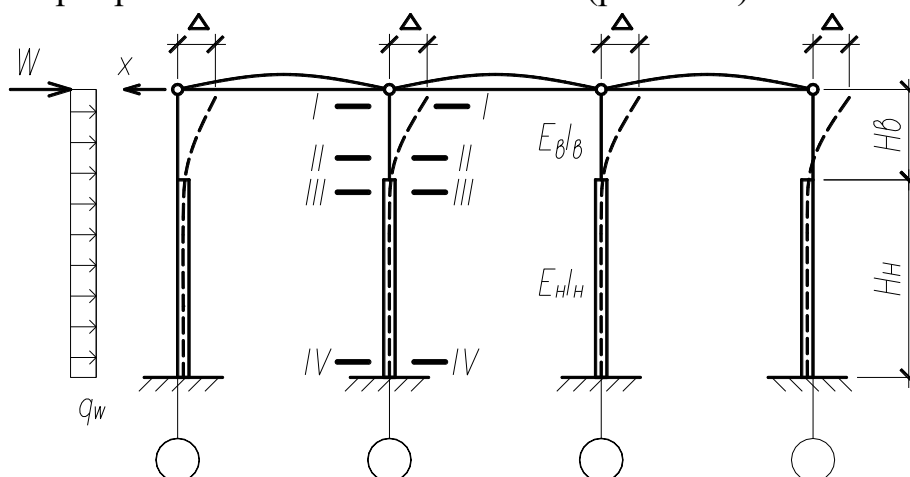


Рис. 2.11. Поперечная рама цеха

Изгибающие моменты и продольные сил в различных характерных сечениях стоек рамы определяются по общим правилам строительной механики методом перемещений.

Составляются сочетания усилий:

- 1) $M_{\max} - N_{\text{соотв}}$
- 2) $M_{\min} - N_{\text{соотв}}$
- 3) $N_{\max} - M_{\text{соотв}}$

По полученным усилиям проверяют несущую способность стен и столбов как работающих на внецентренное сжатие.

Кроме расчета на эксплуатационные нагрузки стены и столбы зданий с упругой конструктивной схемой необходимо также рассчитывать и на нагрузки в стадии производства работ, когда покрытия еще не смонтировано. В этой стадии стены и столбы рассматриваются как консоли, заделанные в грунт и загруженные собственным весом и ветром. Если несущая способность стен и столбов в стадии монтажа не обеспечена, размеры сечения не увеличивают, а предусматривают специальные временные крепления.

Тема 2.2 Каменные кладки. Классификация и виды кладок

В зависимости от формы камня различают кладки из камня правильной формы и из камней неправильной формы.

Кладки из камней неправильной формы делятся на бутовые и бутобетонные.

В зависимости от конструкции кладки могут быть сплошными и пустотелыми.

Сплошные кладки, в свою очередь, подразделяются на однослойные, состоящие из одного вида каменного материала и многослойные, состоящие из двух или более слоев, выполненных из различных материалов.

В пустотелых (облегченных) кладках часть основного несущего материала заменяется воздушной прослойкой, легким или ячеистым бетоном, теплоизоляционными плитами или минеральными засыпками с объемной насыпной массой не более 1000 кг/м^3 .

Кладки должны обладать монолитностью, которое обеспечивается сцеплением камней с раствором и перевязкой камней в горизонтальных рядах. Некачественная и недостаточная перевязка кладки существенно ускоряет момент образования первых трещин, ведет к преждевременному расслоению кладки на ряд тонких отдельных вертикальных тонких столбиков, что значительно снижает прочность кладки и она разрушается. Это наиболее опасно при нагрузках, вызывающих внецентренное сжатие, изгиб, срез, растяжение и местное сжатие.

Толщина горизонтальных швов кладки из кирпича, керамических, бетонных и природных камней должна быть в пределах 8-15мм (в среднем 12мм), вертикальных швов 8-12мм (в среднем 10мм).

В зависимости от веса камней кладки подразделяют на ручные и механизированные.

Виды каменных кладок

Сплошную ручную каменную кладку можно выполнять из кирпича всех видов, керамических, бетонных и природных камней. Для уменьшения толщины и массы стен рекомендуется применять пустотелые кирпичи и камни, особенно в наружных стенах отапливаемых зданий.

Для обеспечения монолитности стены кладку ведут с перекрытием вертикальных швов в каждом ряду. Вдоль стены кладку перевязывают в каждом ряду, а поперек – через несколько рядов.

Сплошная кирпичная кладка может выполняться по однорядной цепной или многорядной системе перевязки.

Однорядная выполняется как правило при устройстве межкомнатных перегородок т.е. ненесущих конструкций, толщиной 120мм, двух и многорядная при возведении несущих и самонесущих стен толщиной 250, 380 и 510мм. (рис. 2.12)

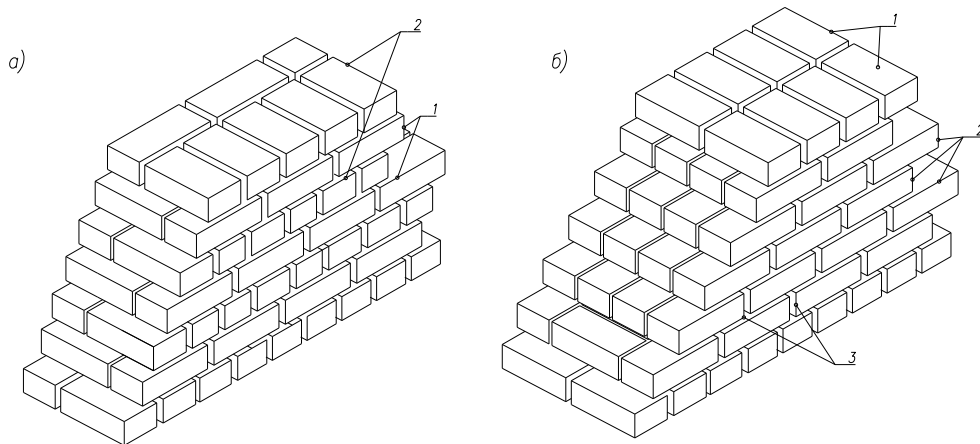


Рис. 2.12. Сплошные кирпичные кладки:
а) двухрядная (цепная); *б)* шестирядная (ложковая);
 1 – тычковый ряд; 2 – ложковый ряд; 3 – шов.

При любой системе перевязки швов обязательна укладка тычковых рядов в нижнем (первом) и верхнем (последнем) рядах кладки конструкций, а также в выступающих рядах кладки (карнизах, поясах и т.д.) При многорядной системе перевязки швов обязательна укладка тычковых рядов под мауэрлаты и опорные части конструкций (балки, прогоны и т.д.).

Все швы кирпичной кладки, кроме кладки «впустошовку» должны тщательно быть заполнены раствором. В кладке «впустошовку» швы на поверхности стен не заполняются на глубину до 15мм, а в столбах и узких простенках – до 10мм. Затем эти конструкции оштукатуриваются или облицовываются.

Кладку из керамических камней ($h=138\text{мм}$) с поперечными щелевидными пустотами следует выполнять по однорядной системе перевязки, обеспечивающей наиболее высокое сопротивление стен теплопередаче, а из камней с продольными пустотами – по многорядной системе перевязки. В кладке стен, столбов, простенков и перемычек из керамических камней швы должны быть полностью заполнены раствором.

Кладка из бетонных и природных камней высотой ряда до 200мм должна иметь не менее одного тычкового ряда на каждые 3 ряда кладки. Горизонтальные и вертикальные швы полностью заполняются раствором.

Продольная перевязка фундаментных блоков должны быть не менее $\frac{1}{2}$ длины блока и не менее 30 см, поперечная перевязка не требуется, так как толщина крупных блоков равна толщине стены. Толщина горизонтальных и вертикальных швов должна быть 20мм, но в отдельных случаях может изменяться от 15 до 30мм.

Облегченные многослойные ручные кладки состоят из конструктивных, облицовочных и теплоизоляционных слоев, соединенных жесткими или гибкими связями.

В целом существует 11 типов облегченных кладок из кирпича, керамических или бетонных камней продольные и поперечные стенки которых образуют колодцы, которые для утепления стен заполняются теплоизоляционными материалами в виде плит, блоков, легких бетонов или засыпаются

минеральными материалами. перевязка стенок конструкций может быть од-
норядной и многорядной (рис. 2.13). Швы в наружной стенке должны быть
полностью заполнены раствором.

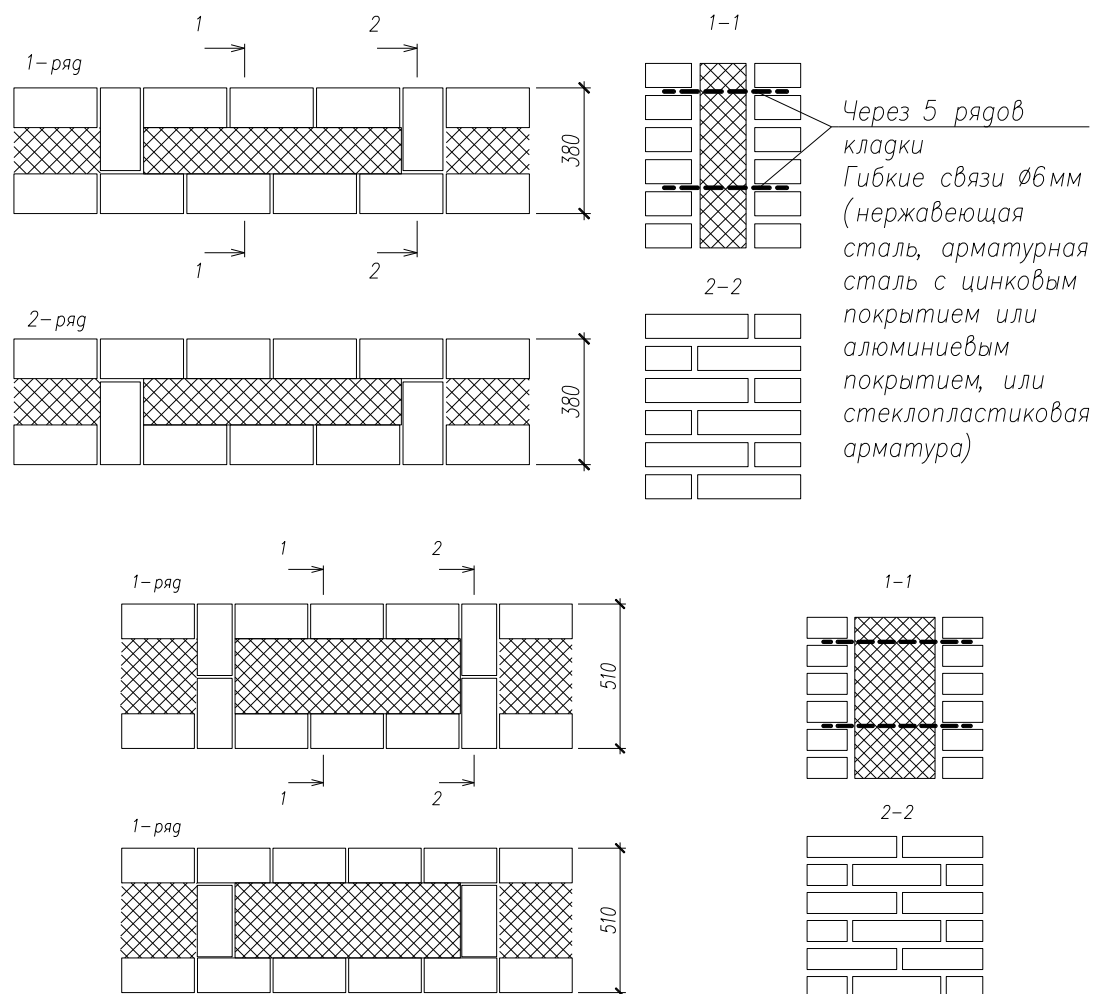


Рис. 2.13. Перевязка стенок в многослойных кладках

Облегченные кладки применяют для несущих стен зданий высотой до 5
этажей, для самонесущих стен зданий до 9 этажей, а для не несущих стен в
зданиях любой высоты с сухими помещениями или имеющими нормальную
влажности воздуха. Кладка с засыпкой допускается в зданиях не выше двух
этажей и при отсутствии динамических нагрузок. Для помещений с мокрым
режимом работы облегченные кладки применять нельзя.

Если в колодцах предусматривается воздушная прослойка, то теплоизо-
ляционные жесткие то полужесткие плиты устанавливаются вплотную к
поверхностям внутренней стенке и закрепляются стальными скобами, защи-
щенными от коррозии.

Тема 2.3 Расчет каменных и армокаменных конструкций зданий. Общие положения. Расчет каменных и армокаменных конструкций по несущей способности при центральном и внецентренном сжатии

Проектирование, расчет и определение расчетных параметров каменных и армокаменных конструкций выполняют в соответствии с основными требованиями, установленными ТКП EN 1990.

При проверке предельных состояний несущей способности в постоянной и особой расчетных ситуациях применяют соответствующие значения частного коэффициента для характеристических свойств материала « γ_m », учитывающего погрешности расчетной модели и отклонения от заданных размеров.

Для случаев, касающихся упрощенных требований, предъявляемых к предельному состоянию эксплуатационной пригодности, дополнительные расчеты для сочетаний воздействий не требуются. Для характеристик свойств материалов в предельном состоянии эксплуатационной пригодности применяют частный коэффициент $\gamma_m = 1$.

Проверку предельных состояний несущей способности и эксплуатационной пригодности элементов каменных конструкций выполняют на расчетные сочетания усилий, полученные как результирующие (суммарные) из расчетов на отдельные виды воздействий.

Расчет конструкций по несущей способности выполняют всегда, во всех случаях, на установленные нормами сочетания нагрузок.

Для неармированной каменной кладки проверку предельного состояния эксплуатационной пригодности не производят, если расчетами подтверждено выполнение требований предельного состояния несущей способности.

Повреждения, вызванные напряжениями, возникающими в местах закрепления стен, следует исключить путем соблюдения соответствующих требований и конструктивных решений при проектировании.

Деформации стен из каменной кладки, вызванные ветровым воздействием, особыми воздействиями толпы или удара, не должны оказывать влияние на пригодность стен к нормальной эксплуатации.

Стену, на которую действует нагрузка, перпендикулярная к ее поверхности и для которой расчетами подтверждено выполнение требований предельного состояния несущей способности, допускается рассматривать как соответствующую требованиям пригодности к нормальной эксплуатации, если размеры стены ограничены.

При эксплуатации элементов конструкций из армированной каменной кладки не допускается появление трещин, размеры которых превышают допустимые, а также чрезмерных прогибов.

При ограничении размеров элементов конструкции из армированной каменной кладки считают, что прогиб стены под нагрузкой, перпендикулярной ее поверхности, или вертикальный прогиб балки из каменной кладки соответствует допустимому значению.

Если размеры элементов конструкции из армированной каменной кладки ограничены и при проектировании соблюдены конструктивные требования, считают, что при действии изгибающего момента ширина раскрытия трещин в каменной кладке соответствует требованиям пригодности к нормальной эксплуатации.

Кладочные изделия должны быть пригодными для соответствующего вида каменной кладки, их локального расположения и соответствовать предъявляемым к каменной кладке требованиям по долговечности. Кладочный раствор, бетон заполнения и арматура должны соответствовать виду кладочных изделий и требованиям к долговечности.

Прочность при сжатии кладочных растворов f_m , применяемых в армированной каменной кладке, должна составлять не менее 5 МПа.

Арматуру размещают таким образом, чтобы была обеспечена ее совместная работа с каменной кладкой.

Если в расчете принимается свободное опирание конструкции, необходимо предусматривать соответствующую анкеровку арматуры в каменной кладке.

Для получения прочного сцепления кладочного раствора с арматурой в горизонтальных швах, должны быть выполнены следующие требования:

— минимальная толщина защитного слоя кладочного раствора (расстояние между арматурой и поверхностью каменной кладки (стены) должно составлять не менее 15 мм;

— толщина защитного слоя кладочного раствора в горизонтальных швах, расположенных выше или ниже арматуры, для стандартного и легкого кладочного растворов должна быть такой, чтобы толщина швов превышала диаметр арматуры не менее чем на 5 мм.

В элементах конструкций из армированной каменной кладки, в которых арматуру учитывают при расчете сопротивления элемента, площадь поперечного сечения основной арматуры должна составлять не менее 0,05 % расчетной (эффективной) площади сечения каменной кладки. В этом случае площадь сечения каменной кладки определяется как произведение расчетной ширины и высоты поперечного сечения элемента конструкции.

Горизонтальные, железобетонные пояса, для кладок должны иметь не менее двух продольных арматурных стержней с минимальной площадью сечения 150 мм². Стыки арматуры выполняют согласно нормам и по возможности, со смещением. Параллельно проходящую арматуру допускается учитывать с полным поперечным сечением при условии, что она находится в перекрытиях или оконных перемычках на удалении не более 0,5 м от середины стены и перекрытия. Площадь поперечного сечения железобетонных поясов должна составлять не менее 0,025 м².

Температурно-усадочные швы в стенах следует устраивать в местах возможной концентрации температурных и усадочных деформаций, которые могут вызвать недопустимые по условиям эксплуатации разрывы кладки, трещины, перекосы и сдвиги кладки по швам (по концам протяженных армированных и стальных элементов, а также в местах значительного ослабления

стен отверстиями или проемами). Расстояния между температурно-усадочными швами устанавливают расчетом.

Для усиления (увеличения несущей способности) каменных конструкций используют их армирование. Такие конструкции называют армокаменными. Армирование может быть двух видов:

- поперечное, в горизонтальных швах кладки;
- продольное (вертикальное).

Применение одного или другого вида армирования зависит от условия эксплуатации конструкции. Так, если схема приложения внешнего воздействия на конструкцию будет вызывать растягивающие напряжения в его нормальном сечении эффективным будет использование продольного армирования. Если же все сечение сжато, т.е. эксцентриситет приложения внешнего усилия находится в пределах ядра сечения ($e \leq 0.17h$) эффективным является поперечное армирование в горизонтальных швах.

При расчете сопротивления сжатию стен при действии преимущественно вертикальной нагрузки допускается применять следующие условия:

- сохранение плоскости поперечных сечений;
- прочность на растяжение каменной кладки перпендикулярно горизонтальным швам не учитывают.

Расчет неармированной каменной кладки при сжатии

Вертикально нагруженные стены

При проектировании вертикально нагруженных стен учитывают:

- вертикальные нагрузки, действующие непосредственно на стену;
- эффекты II порядка;
- эксцентриситеты, возникающие из-за смещения стен в плане (в том числе между смежными по высоте этажами), конструкций узлов опирания и схем передачи усилий от перекрытий на стены, взаимодействия с элементами жесткости (конструкциями каркаса, поперечными стенами, контрфорсами);
- эксцентриситеты в связи с неточностями при производстве работ и различии показателей материалов отдельных частей конструкции.

Для учета отклонений при производстве работ применяют начальный (случайный) эксцентриситет e_{init} по всей высоте стены.

Допускается принимать $e_{init} = h_{ef}/450$, где h_{ef} – расчетная (эффективная) высота стены.

Расчетная (эффективная) высота стены из каменной кладки

При определении расчетной (эффективной) высоты стены следует учитывать относительную жесткость элементов конструкции, соединенных со стеной, и вид соединений.

Жесткость стены может быть увеличена опирающимися на нее перекрытиями или покрытием, поперечными стенами или любым другим жестким элементом конструкции, с которым соединена рассматриваемая стена (диафрагма жесткости).

За расчетную (эффективную) толщину t_{ef} однослойных стен, двухслойных стен без воздушного зазора, двухслойных стен с заполнением воздушного зазора бетоном или раствором, однослойных стен с облицовочным слоем, стен с полосовым заполнением кладочным раствором горизонтальных швов принимают фактическую толщину стен.

Проверка предельного состояния несущей способности стены из неармированной каменной кладки при действии преимущественно вертикальной нагрузки (базовый метод)

Проверку предельного состояния несущей способности производят при условии, что расчетное значение продольного усилия N_{Ed} , возникающего в стене, не превышает расчетное значение сопротивления сжатию сечения стены N_{Rd} .

$$N_{Ed} \leq N_{Rd}$$

Расчетное значение сопротивления сжатию сечения вертикально нагруженной однослойной стены на единицу длины N_{Rd} при действии продольного усилия определяют по формуле

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d$$

где Φ – коэффициент уменьшения сопротивления сжатию сечения стены при действии продольного усилия, учитывающий гибкость и эксцентриситет приложения нагрузки (Φ_i – в верхнем или нижнем сечении стены, Φ_m – в среднем сечении по высоте стены);

t – толщина стены;

f_d – расчетное значение прочности при сжатии каменной кладки (принимается согласно п. п. 6.4.1. и п. 7.5.1 ТКП 45-5.03-308-2017).

Проверка предельного состояния несущей способности стены при действии сосредоточенной нагрузки.

Проверку предельного состояния несущей способности проводят при условии, что расчетное значение вертикальной сосредоточенной (локальной) нагрузки N_{Edc} не превышает расчетное значение сопротивления сжатию сечения стены N_{Rdc} при действии вертикальной сосредоточенной (локальной) нагрузки.

Стены из каменной кладки при действии нагрузки, перпендикулярной их поверхности.

При расчете стен из каменной кладки на изгиб от нагрузки, приложенной перпендикулярно их поверхности, необходимо учитывать:

- влияние гидроизоляционных слоев;
- условия опирания, неразрезность над промежуточными опорами (поперечными стенами, контрфорсами).

Однослойные стены с облицовочным слоем рассчитывают, как однослойные стены, полностью выполненные из изделий для каменной кладки с меньшей прочностью на растяжение при изгибе.

Вертикальный деформационный шов в стене рассматривают как край стены, на котором не происходит передача изгибающих моментов и поперечных усилий.

Для стен, опирающихся по краям, опорные реакции от расчетной горизонтальной нагрузки по линии опоры допускается принимать как равномерно распределенные. Опорные закрепления могут создавать анкеры, настенные пилоны или плиты перекрытия и покрытия.

Коэффициент уменьшения сопротивления сжатого сечения стены Φ , учитывающий гибкость и эксцентриситет приложения нагрузки допускается определять при прямоугольной эпюре напряжений в сжатой зоне сечения элемента по выражению:

$$\Phi_i = 1 - 2 \frac{e_i}{t}$$

где: e_i – эксцентриситет приложения нагрузки

$$e_i = \frac{M_i}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0.05t = e_i^{\min}$$

M_i и N_i – расчетные значения изгибающего момента от горизонтальных нагрузок (при их наличии, например – ветровой);

e_{init} – случайный эксцентриситет, принимаемый со знаком, при котором абсолютное значение e_i увеличивается;

t – толщина стены.

Расчет элементов каменных и армокаменных конструкций по несущей способности при центральном и внецентренном сжатии.

Расчет таких элементов конструкций производят с учетом условий:

- сохранение плоскости поперечных сечений;
- значение относительных деформаций арматуры аналогичны значениям относительных деформаций каменной кладки;
- прочность каменной кладки при растяжении не учитывается;
- максимальные относительные деформации каменной кладки при сжатии принимаются соответственно для каменной кладки;
- максимальные относительные деформации стали при растягивающей нагрузке принимаются соответственно для арматурной стали;
- диаграмму деформирования каменной кладки принимают как параболическую, параболически-линейную или прямоугольную п. 7.6.1 (ТКП 45-5.03.-308-2017);
- диаграмму деформирования стали принимают согласно ТКП EN 1992-1-1§
- предельные значения относительной деформации каменной кладки при сжатии наиболее сжатой грани сечения ε_{mu} не превышают -0.0035 для изделий для каменной кладки группы 1 и -0,002 – для изделий каменной кладки группы 2.

Армирование горизонтальных швов кладки столбов, простенков и стен допускается применять только в случаях, если повышение прочности кладочных изделий и кладочных растворов не обеспечивают требуемое сопротивление кладки сжатию. И площадь поперечного сечения элемента не может быть увеличена.

Столбы и простенки, армированные в горизонтальных швах кладки выполняются из кладочных изделий группы 1 на кладочных растворах прочностью $f_m \geq 5 \text{ МПа}$ при высоте ряда кладки не более 150 мм. При этом должно соблюдаться условие $0,5 \leq \frac{b}{t} \leq 2$

где: b и t – размеры поперечного сечения столба или простенка в плане.

Проверку предельного состояния несущей способности производят при условии, что расчетные значения усилия, возникающего в элементе конструкции из армированной каменной кладки, E_d не превышает расчетное значение соответствующего сопротивления сечения элемента каменной конструкции.

$$E_d \leq R_d$$

Проверку предельного состояния несущей способности столба или простенка, армированного в горизонтальных швах кладки при действии преимущественно вертикальной нагрузки выполняют при расчетных значениях прочности при сжатии армированной каменной кладки f_{dr} :

$$R_d = \Phi \cdot t \cdot f_{dr}$$

где: t – площадь стены на 1 м.п. ее длины (в м²) или площадь поперечного сечения столба или простенка.

$$f_{dr} = f_d + 2\rho_m f_{yd} \left(1 - 2\frac{e}{y}\right) \leq 2f_d$$

где: f_d – расчетное значение прочности при сжатии неармированной каменной кладки;

ρ_m – коэффициент армирования каменной кладки;

f_{yd} – расчетное значение прочности на растяжение арматурной стали, является характеристическим значением прочности арматуры, установленным по пределу текучести для требуемой конструкции п. 7.1. (ТКП 45-5.03-308-2017);

e – эксцентриситет приложения нагрузки;

y – расстояние от центра тяжести сечения кладки для наиболее сжатой грани.

$$\rho_m = \frac{A_{sa}(a_1 + a_2)}{a_1 a_2 s} \geq 0.001 = \rho_m^{\min}$$

где: A_{sa} – площадь поперечного сечения одного стержня;

a_1 и a_2 – расстояние между стержнем арматурной сетки, принимаемое не более 120 мм и не менее 30 мм;

s – расстояние между сетками по высоте, принимаемое не более 450 мм.

Перечень контрольных вопросов по разделу 2.

1. Основные виды кладочных изделий.
2. Требования, предъявляемые к кладочным растворам.
3. Требования к стальной арматуре усиления элементов каменных конструкций. Виды армирования.
4. Причины, обуславливающие сложное напряженное состояние материалов каменной кладки при сжатии.
5. Стадии напряженно-деформированного состояния каменной кладки при сжатии.
6. Характеристическое и расчетное значение прочности каменной кладки при сжатии.
7. Конструктивные схемы каменных зданий. Виды стен зданий.
8. Каменные кладки стен зданий. Классификация и виды кладок.
9. Общие положения расчета каменных и армокаменных конструкций по несущей способности.
10. Расчет неармированной каменной кладки, загруженной преимущественно вертикальной нагрузкой.
11. Расчет каменной кладки с горизонтальным армированием, загруженной преимущественно вертикальной нагрузкой.

Содержание практических занятий по разделу 2

В приведенных ниже примерах расчета каменных конструкций для оптимизации приняты одинаковые условия конструктивной схемы элементов, выполненных из одного вида каменного материала и кладочного раствора.

Во всех примерах требуется рассчитать каменный столб, по предельному состоянию несущей способности, выполненной из полнотелого керамического кирпича марки М100 на растворе марки М50, загруженный преимущественно вертикальной нагрузкой.

Характеристическое (нормативное) значение прочности каменной кладки при сжатии из керамических изделий групп 1 и 2 (f_k) в МПа, определяется по табл. 7.4 и 7.5 по ТКП 45-5.03-308-2017 в зависимости от прочности при сжатии кладочных изделий (камня и раствора).

Прочность при сжатии кладочного изделия (керамического полнотелого кирпича) устанавливаемое по ГОСТ 8462 определяется при приведенной нормативной прочности при сжатии п. 7.1.2.3 (ТКП 45-5.03-308-2017)

$$f_b = f_{b,1} \cdot \eta_b \cdot \delta$$

$$\text{где: } f_{b,1} = \frac{100}{10} = 10 \text{ МПа};$$

η_b – коэффициент равный 1,6 (для полнотелого изделия), равный 1,2 (для пустотелого или силикатного изделия), равный 1,0 (для остальных изделий);

$\delta = 0,81$ – коэффициент формы изделия в соответствии с СТБ EN 772-1 (для кирпича глиняного обыкновенного).

$$f_b = 10 \cdot 1,6 \cdot 0,81 = 13,0 \text{ МПа}$$

Характеристическое (нормативное) значение прочности кладки f_k при $f_b = 13,0 \text{ МПа}$ на растворе марки 50 – М5 по интерполяции по табл. 7.4 (из керамических изделий группы 1) – $f_k = 3,9 \text{ МПа}$.

Для каменной кладки с продольным швом характеристическое значение прочности при сжатии определяется с учетом коэффициента $K = 0,8$, таки образом: $f_k = 3,9 \cdot 0,8 = 3,12 \text{ МПа}$.

$$\text{Расчетное значение прочности каменной кладки при сжатии } f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

где: γ_m - частный коэффициент для определения характеристик свойств материалов, принимаемый по табл. 6.1 (ТКП 45-5.03-308-2017) равным 2,2 – для кладочных изделий группы 1 на кладочном растворе заданного качества, для II класса контроля выполнения работ – качество работ контролирует уполномоченное производителем работ лицо, имеющее соответствующую квалификацию).

$$f_d = \frac{3,12}{2,2} = 1,42 \text{ МПа}$$

Пример 2.1

Определить допустимую нагрузку на кирпичный столб сечением $b \times h = 51 \times 51$ см. расчетной (эффективной) высоты $h_{ef} = 4.0$ м, из обыкновенного глиняного кирпича марки 100 на растворе марки 50, при центральном сжатии.

Расчетное значение прочности каменной кладки при сжатии $f_k = 3,12 \text{ МПа}$, $f_d = 1,42 \text{ МПа}$ (см. выше).

Решение:

Проверка предельного состояния несущей способности при действии преимущественно вертикальной нагрузки определяется из условия (здесь и далее формулы по ТКП 45-5.03-308-2017)

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} \quad (10.1)$$

где: N_{Ed} – расчетное значение продольного усилия;

N_{Rd} – расчетное значение сопротивления сжатию сечению вертикально нагруженной однослойной конструкции.

$$N_{Rd} = \Phi \cdot t \cdot f_d \quad (10.2)$$

где: Φ – коэффициент уменьшения сопротивления сжатию стены при действии продольного усилия, учитывающий гибкость и эксцентриситет приложения нагрузки.

$$\Phi = 1 - 2 \frac{e_i}{t} \quad (10.3)$$

e_i – эксцентриситет приложения нагрузки

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0.05t \quad (10.4)$$

$$\frac{M_{id}}{N_{id}} = 0 \text{ (при центральном сжатии);}$$

$e_{he} = 0$ – эксцентриситет от изгибающих моментов и горизонтальных нагрузок (крановых, ветровых и т.д.)

e_{init} – случайный эксцентриситет, принимаемый равным

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{400}{450} = 0,9 \text{ см,}$$

$$e_i = 0 + 0 + 0,9 = 0,9 \text{ см} < 0,05t = 2,55 \text{ см принимаем } e_i = 2,55 \text{ см}$$

$$\text{Таким образом } \Phi = 1 - 2 \frac{2,55}{51} = 0,9$$

В формуле 10.2 t – толщина стены на 1 метр погонный длины или площади столба. Таким образом предельно допустимая нагрузка на конструкцию по предельному состоянию сжатию будет соответствовать расчетному значению сопротивления сжатию сечения

$$N_{Ed} = N_{Rd} = \Phi \cdot A \cdot f_d = 0,9 \cdot 51 \cdot 51 \cdot 1,42 \cdot 10^2 = 332000 \text{ Н} = 332 \text{ кН}.$$

Пример 2.2

Определить допустимую нагрузку на кирпичный столб, загруженный преимущественно вертикальной нагрузкой:

$$b \times h = 51 \times 51 \text{ см}; h_{ef} = 4.0 \text{ м, кирпич М100; раствор М50}$$

$$f_k = 3,12 \text{ МПа}, f_d = 1,42 \text{ МПа (см. выше);}$$

При внецентренном сжатии $e_0 = 7.0 \text{ см}$

Решение:

Проверка предельного состояния несущей способности выполняется из условия

$$N_{Ed} \leq N_{Rd} = \Phi \cdot A \cdot f_d$$

$$\text{где: } \Phi = 1 - 2 \frac{e_i}{t}$$

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0.05t$$

$$\frac{M_{id}}{N_{id}} = e_0 = 7.0 \text{ см}$$

$e_{he} = 0$ – при отсутствии горизонтальных нагрузок

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{400}{450} = 0,9 \text{ см}$$

Таким образом $e_i = 7,0 + 0 + 0,9 = 7,9 \text{ см} > 0,05t = 2.55 \text{ см}$

$$\Phi = 1 - 2 \frac{7,9}{51} = 0,69$$

Предельно допустимая нагрузка на столб при внецентренном сжатии при $e_0 = 7.0 \text{ см}$

$$N_{Ed} = N_{Rd} = \Phi \cdot A \cdot f_d = 0.69 \cdot 51 \cdot 51 \cdot 1.42 \cdot 10^2 = 255000 \text{ Н} = 255 \text{ кН} .$$

Пример 2.3

Рассчитать центрально загруженный кирпичный столб сечением $b \times h = 51 \times 51 \text{ см}$; высотой $h_{ef} = 4.0 \text{ м}$, из кирпича М100 на растворе М50, $f_k = 3,12 \text{ МПа}$, $f_d = 1,42 \text{ МПа}$ (см. выше), армированный сетками в горизонтальных швах. Арматура $\varnothing 5 \text{ мм S500}$, ячейки сетки $a_1 = a_2 = 4 \text{ см}$, шаг сеток по высоте $s = 24 \text{ см}$ (через 3 ряда кладки)

$$f_{yd} = \frac{f_{yd}}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 435 \text{ МПа}$$

Решение:

Проверку предельного состояния несущей способности элементов конструкций из армированной каменной кладки выполняют из условия:

$$E_d = R_d \tag{10.30}$$

где: E_d – расчетное значение усилия, возникающего в элементах конструкций из армированной каменной кладки;

R_d – расчетное значение соответствующего сопротивления сечения элемента армокаменной конструкции.

$$R_d = \Phi \cdot A \cdot f_{dr} \quad (\text{п. 10.7.5.3})$$

f_{dr} – расчетное значение прочности при сжатии армированной каменной кладки.

$$f_{dr} = f_d + 2\rho_m f_{yd} \left(1 - 2\frac{e_i}{y}\right) \leq 2f_d \quad (10.54)$$

где: ρ_m – коэффициент армирования каменной кладки

$$\rho_m = \frac{A_{sa}(a_1 + a_2)}{a_1 a_2 s} \geq 0.001 = \rho_m^{\min} \quad (10.55)$$

где: A_{sa} – площадь поперечного сечения одного стержня;

a_1 и a_2 – размеры ячеек сетки – расстояние между стержнями арматурной сетки в двух направлениях $a_1 = a_2 = 4,0$ см (но не более 120 мм и не менее 30 мм);

s – расстояние между сетками по высоте равное 24 см (принимается не более 450 мм);

f_{yd} – расчетное значения прочности на растяжение арматурной стали;

e – эксцентриситет приложения нагрузки;

y – расстояние от центра тяжести сечения до наиболее сжатой его грани.

$$\rho_m = \frac{0,196 \cdot (4 + 4)}{4 \cdot 4 \cdot 24} = 0,00408 \geq 0.001 = \rho_m^{\min}$$

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0.05t$$

$$\frac{M_{id}}{N_{id}} = 0; e_{he} = 0; e_{init} = 0,9 \quad (\text{см. пример 2.1})$$

Таким образом $e_i = 0 + 0 + 0,9 = 0,9$ см $< 0,05 \cdot 51 = 2,55$ см

принимаем $e_i = 2,55$ см

$$y = \frac{h}{2} = \frac{51}{2} = 25,5 \text{ см}$$

$$f_{dr} = 1,42 + 2 \cdot 0,00408 \cdot 435 \cdot \left(1 - 2\frac{2,55}{25,5}\right) = 4,26 \text{ МПа} > 2f_d = 2,84 \text{ МПа}$$

принимаем $f_{dr} = 2,84$ МПа

$$\Phi = 1 - 2\frac{e_i}{t} = 1 - 2\frac{2,55}{51} = 0,9$$

Предельно допустимая нагрузка составит:

$$E_d = R_d = \Phi \cdot A \cdot f_d = 0,9 \cdot 51 \cdot 51 \cdot 2,84 \cdot 10^2 = 665000 \text{ Н} = 665 \text{ кН} .$$

Пример 2.4

Рассчитать внецентренно нагруженный кирпичный столб сечением $b \times h = 51 \times 51$ см, высотой $h_{ef} = 4.0$ из кирпича марки 100 на растворе марки 50, $f_d = 1,42$ МПа, армированный сетками в горизонтальных швах из арматуры Ø5 S500 (площадь стержня Ø5 $A_{sa} = 0.196$ см²), $f_{yd} = 435$ МПа. Размер ячеек сетки $a_1 = a_2 = 4$ см, шаг сеток по высоте $s = 24$ см (через 3 ряда кладки). Эксцентриситет приложения нагрузки $e_0 = 7.0$ см

Решение:

Проверка предельного состояния несущей способности армокаменной кладки выполняется из условия

$$E_d \leq R_d = \Phi \cdot A \cdot f_{dr}$$

$$\text{где: } \Phi = 1 - 2 \frac{e_i}{t}$$

$$e_i = \frac{M_{id}}{N_{id}} + e_{he} + e_{init} \geq 0.05t$$

$$\frac{M_{id}}{N_{id}} = e_0 = 7.0 \text{ см}$$

$$e_{he} = 0 \text{ – при отсутствии горизонтальных нагрузок}$$

$$e_{init} = \frac{h_{ef}}{450} = \frac{400}{450} = 0,9 \text{ см}$$

$$\text{Таким образом } e_i = 7,0 + 0 + 0,9 = 7,9 \text{ см} > 0,05t = 2.55 \text{ см}$$

$$f_{dr} = f_d + 2\rho_m f_{yd} \left(1 - 2 \frac{e_i}{y}\right) \leq 2f_d = 2.84 \text{ МПа}$$

$$f_{dr} = 1.42 + 2 \cdot 0.00408 \cdot 435 \cdot \left(1 - 2 \frac{7.9}{25.5}\right) = 2.77 \text{ МПа} < 2f_d = 2.84 \text{ МПа}$$

$$\rho_m = 0,00408; y = 25.5 \text{ см (см. примеры 2.2; 2.3)}$$

$$\text{где: } \rho_m = \frac{A_{sa}(a_1 + a_2)}{a_1 a_2 s} \geq 0.001 = \rho_m^{\min}$$

Предельно допустимая нагрузка составит:

$$E_d = R_d = \Phi \cdot A \cdot f_d = 0.69 \cdot 51 \cdot 51 \cdot 2,77 \cdot 10^2 = 497000 \text{ Н} = 497 \text{ кН} .$$

Раздел 3. Металлические конструкции

Тема 3.1. Краткий исторический очерк

Металл в строительстве стали применять еще в XII в., выполняя из него затяжки и скрепы для каменной кладки. Позднее появились стержневые купольные конструкции глав церквей. Как самостоятельные конструкции для мостов и перекрытий, металлические конструкции начали использовать во второй половине XVIII в. на Уральских и Тульских заводах в России, на юго-западе Англии, во Франции и Германии.

В эту эпоху главенствовали чугунные конструкции, поскольку металлургия железа была еще очень примитивной. Чугунные конструкции продолжали применять до конца XIX в., постоянно совершенствуя конструктивные формы. Появились двутавровые балки прямолинейного и криволинейного очертаний, в том числе балки с проемами, полые сечения колонн, удобные для чугуна литья. Сочетания таких балок и колонн позволило создать рациональный тип каркасного здания. Большинство фабричных зданий московских и подмосковных мануфактур построены по этому типу и продолжают эксплуатироваться в наше время. Столь же удачной оказалась работа чугуна на сжатие в арках и сводах. Кроме многочисленных арочных мостов, можно отметить купол хлебного рынка в Париже пролетом 38 м, купол Исаакиевского собора в Санкт-Петербурге пролетом 24 м.

Широкому развитию металлических конструкций, начиная с 30-х годов прошлого столетия, способствовали три обстоятельства: появление клепального процесса с использованием дыропробивных прессов, развитие проката листов и фасонных профилей, бурный рост сети железных дорог и связанное с этим строительство мостов и вокзальных перекрытий. Применение прокатных профилей и заклепочных соединений позволило достаточно просто выполнять сложные пространственные узлы, что способствовало бурному совершенствованию формы конструкций.

С развитием электрификации появилась возможность в промышленных зданиях создавать верхний транспорт, для устройства которого использовались подкрановые балки, опертые на колонны. Это способствовало передаче нагрузки от покрытия и от ветра не на каменные стены, а на колонны и позволило сделать здание с полностью металлическим каркасом.

Эпоха создания современной конструктивной формы стального каркаса – конец XIX и начало XX в. – совпала с периодом бурного развития теоретических знаний в области строительной механики, вследствие чего на конструктивном мышлении того периода сказалось значительное воздействие теоретического подхода. Конструирование «статически ясных», как тогда говорили, схем стало предметом особого внимания проектировщиков. Появились технические решения со специально изготовленными шарнирами в узлах сопряжений ригеля с колоннами, колонн с фундаментами. В многопролетных балках и фермах мостов устраивали шарниры для придания системе

статической определенности. Такое направление было характерно для европейской (включая Россию) школы. Американское конструирование, появившееся значительно позднее европейского, но развивавшееся стремительными темпами в условиях широкого размаха промышленной деятельности, высокой стоимости рабочей силы и достаточного количества свободного металла, опиралось на иные принципы. Главенствующее значение здесь приобрела скорость возведения и, следовательно, простота конструкций, узлов, их унификация. Расход металла играл второстепенную роль, при этом американские инженеры обычно опирались не на четкие расчетные требования, а на опыт эксплуатации уже возведенных конструкций. Поэтому их конструкции, включая небоскребы, делались мощного сечения с жесткими узлами и имели высокую металлоемкость.

Советские конструкторы вначале (20-е годы) ориентировались на немецкий опыт, но уже в первой пятилетке взяли курс на американские методы проектирования, отвечающие более высоким темпам строительства. Однако созданная в эти годы советская конструкторская школа не копировала американскую, а давала разумное сочетание последней с теоретическим обоснованием принимаемых решений. Приняв положение о первейшем значении снижения трудоемкости изготовления и монтажа конструкций, советская конструкторская школа дополнила его требованием экономии стали на основе более точных расчетов.

Дальнейшее развитие и совершенствование металлических конструкций было связано с применением сварки. К концу 40-х годов клепаные конструкции применялись исключительно редко, главным образом в мостах. Переход на сварные конструкции позволил делать их легкими» технологичными и экономичными. Сварка способствовала разнообразию конструктивных решений и расширению рациональных областей применения металлических конструкций.

Во время Великой Отечественной войны 1941–1945 гг., несмотря на большой расход стали на нужды войны и временную потерю металлургических заводов на юге страны, при перебазировании промышленности на восток стальные конструкции применялись весьма широко, так как они наилучшим образом отвечали задаче военного времени – скоростному строительству. В соответствии с требованиями военного времени основная тенденция заключалась в упрощении конструктивной формы за счет широкого применения крупного проката и сплошностенчатых конструкций.

В послевоенный период в связи с огромным объемом восстановительных работ особенно остро встал вопрос экономии стали, поэтому значительно увеличилась доля сквозных конструкций для ригелей рам и колонн.

С годами проблема экономии стали не снижалась, а возрастала, что сдерживало применение стали в строительстве часто не обоснованно. С конца 50-х и до середины 60-х годов стали появляться прямые директивные запреты на применение стальных конструкций в целом ряде объектов с заменой их железобетонными. И только создание легких металлических конструкций, в

которых расход стали иногда был меньше, чем расход стали на арматуру аналогичных железобетонных конструкций, позволило металлическим конструкциям вновь занять достойное место в строительстве.

Общий спад производства и развал экономики, начавшийся во второй половине 80-х годов и продолжающийся до наших дней, не мог не отразиться на металлических конструкциях. Появлялись лишь отдельные значительные здания и сооружения, но они возводились крайне редко и в единичных экземплярах. Массовое строительство было резко сокращено и переориентировано на реконструкцию и создание мелких зданий с малыми пролетами и нагрузками.

Таковы основные этапы развития металлических конструкций. Вместе с тем, нельзя обойти молчанием тех ученых и практиков, кто сделал возможным их создание, ограничившись хотя бы кратким перечнем наших соотечественников.

И. П. Кулибин (1735—1818) наряду с проектом известного деревянного арочного моста пролетом 298 м, получившим высокую оценку Л. Эйлера и Д. Бернулли, разработал три проекта металлических мостов. К сожалению, все эти проекты были отклонены правительством, несмотря на полную техническую обоснованность.

Проф. Н. А. Белелюбский (1848—1922 гг.) запроектировал большое количество мостов, в том числе для Сибирской железной дороги, в которых усовершенствовал очертание ферм, конструкции узлов, впервые применил для мостовых ферм раскосную решетку. Он разработал первый в России метрический сортамент прокатных профилей, написал первый систематизированный курс по строительной механике.

Акад. В. Г. Шухов (1853—1939 гг.) положил начало сквозным металлическим оболочкам, широко применял висячие сетчатые покрытия, увеличил шаг колонн и ввел подстропильные фермы в промышленные здания. Он разработал новые конструктивные формы резервуаров, их расчет и методы определения оптимальных параметров. Среди его оригинальных решений покрытие ГУМ(а) и арочное перекрытие Киевского вокзала в Москве, башни в форме гиперболического параболоида, висячие покрытия павильонов на Нижегородской выставке.

Проф. Е. О. Патон (1870—1953 гг.) выполнил обширные исследования прочности сварных металлоконструкций, выступил инициатором широкого внедрения сварки вместо клепки. Он сыграл большую роль в создании научных основ сварки, в изыскании более совершенных форм металлоконструкций, в разработке эффективных процессов сварки. В 1928 г. организовал в Киеве научно-исследовательский институт электросварки.

Проф. Н. С. Стрелецкий (1885—1967 гг.) в течение 50 лет возглавлял советскую конструкторскую школу металлостроительства, применил статистические методы в расчете конструкций и в дальнейшем был инициатором перехода на расчет конструкций по предельным состояниям, исследовал работу статически неопределимых систем за пределом упругости, сформулировал основные принципы конструирования и расчета металлических

конструкций. Он успешно сочетал свою инженерную и научно-исследовательскую деятельность с педагогической работой. В 1925–1931 гг. написал «Курс мостов (металлические мосты)», а в период 1935–1944 гг. – фундаментальный трехтомный курс металлических конструкций (второй том в соавторстве), который в дальнейшем многократно переиздавался сотрудниками кафедры металлических конструкций МГСУ (бывший МИСИ) под его редакцией, а позднее – под редакцией Е. И. Белени и Г. С. Веденикова.

Отечественная наука о металлических конструкциях прошла огромный путь и заняла достойное место в мировой строительной практике. Этому способствовали наши замечательные ученые и педагоги, среди которых особо следует отметить профессоров В. А. Балдина, Е. И. Беленю, В. В. Бирюлева, А. Н. Гениева, А. В. Геммерлинга, Н. Д. Жудина, С. А. Ильяевича, А. И. Кикина, Н. М. Кирсанова, Е. Н. Лессига, К. К. Муханова, А. Б. Пуховского, Б. Ю. Уварова и др.

Области применения металлических конструкций

Стальные конструкции используют в различных инженерных сооружениях: одноэтажных производственных зданиях, многоэтажных производственных зданиях, высотных зданиях (20 ... 30 этажей и выше) гражданского назначения, в большепролетных зданиях.

Большие пролеты (50 ... 150 м и более) имеют спортивные сооружения, крытые рынки, выставочные павильоны и некоторые производственные здания (ангары, авиа- сборочные цехи и др.). Для перекрытия таких пролетов, как правило, используют стальные конструкции. Системы и конструктивные формы большепролетных покрытий очень разнообразны. Здесь возможны балочные, рамные, арочные, купольные, висячие и комбинированные системы, причем как плоские, так и пространственные.

Основной нагрузкой в большепролетных зданиях является собственный вес, для снижения которого рационально применять облегченные ограждающие конструкции из алюминиевых сплавов, стали повышенной и высокой прочности, различные способы регулирования усилий, в том числе предварительное напряжение.

Стальные конструкции также широко применяются при проектировании и строительстве мостов, эстакад. Пролетные строения мостов на железных и автомобильных дорогах выполняют из металла при больших (до 1 км и более), а также средних (30...60 м) пролетах. В последнем случае стальным мостам отдают предпочтение при сжатых сроках возведения и при строительстве на стратегических дорогах, учитывая возможность их быстрого восстановления.

Еще одна обширная область применения металлоконструкций – высотные сооружения. Большую группу подобных конструкций составляют антенные устройства для телевидения, радиовещания и многоканальной телефонной связи. При передаче средних волн мачта высотой 200 ... 500 м может выполнять функции излучателя. В иных случаях башни и мачты служат для

размещения на определенной высоте проволочной сети или специальных антенных устройств.

Башни морских стационарных платформ для добычи нефти и газа устанавливают на континентальном шельфе морей и океанов. Прикрепленная с помощью свай к морскому дну башня поддерживает искусственный островок, на котором размещены буровые вышки, мастерские, вертолетная площадка, жилые помещения и пр. Это, как правило, уникальные сооружения, достигающие глубин 200 ... 300 м и более при ширине основания порядка 70 м. Решетчатую конструкцию такой башни, выполняют из труб диаметром 2 ... 4 м при толщине стенок 60 ... 90 мм.

Особым классом металлических конструкций являются листовые конструкции, представляющие собой тонкостенные пластинки и оболочки различной формы.

Резервуары служат для хранения нефтепродуктов, воды, сжиженных газов, кислот, спиртов и других жидкостей. Применяют резервуары различной формы и размеров с вместимостью, достигающей 200 тыс. м³. Среди них вертикальные цилиндрические, горизонтальные цилиндрические и сферические резервуары, резервуары с понтоном, с плавающей крышей и многие другие.

Газгольдеры предназначены для хранения, смешивания и выравнивания состава газов. Их включают в газовую сеть между источниками получения газа и его потребителями в качестве своеобразных аккумуляторов. Применяют газгольдеры постоянного объема, в которых газ хранят при высоком давлении, и газгольдеры переменного объема с хранением газа при низком постоянном давлении. Переменность объема обеспечивают подвижным звеном или шайбой, которая подобно поршню в цилиндре перемещается по стенке газгольдера. Объем газгольдеров переменного объема достигает 600 тыс. м³.

Бункеры и силосы представляют емкости, предназначенные для хранения и перегрузки сыпучих материалов. Силосы отличаются от бункеров сравнительно большим отношением высоты к размерам в плане. Группы бункеров обычно объединяют в бункерные эстакады. Применяют бункеры с плоскими стенками и гибкие (висячие) бункеры.

К листовым конструкциям относят также трубопроводы большого диаметра, некоторые сооружения нефтепереработки, доменного и химического производств.

Находят свое применение и другие виды металлоконструкций. Это стальные конструкции мостовых, башенных, козловых кранов, кранов-перегрузателей, отвальных мостов, крупных экскаваторов, строительных и дорожных машин, затворов и ворот шлюзов гидротехнических сооружений, радиотелескопов, антенн космической связи и др.

Тема 3.2. Механические характеристики сталей. Характеристические и расчетные параметры сталей.

Сталь - это сплав железа с углеродом, содержащий легирующие добавки, улучшающие качество металла, и вредные примеси, которые попадают в металл из руды или образуются в процессе выплавки.

В твердом состоянии сталь является поликристаллическим телом, состоящим из множества различно ориентированных кристаллов (зерен). В каждом кристалле атомы (точнее - положительно заряженные ионы) расположены упорядоченно в узлах пространственной решетки. Для стали характерны объемноцентрированная (ОЦК) и гранецентрированная (ГЦК) кубическая кристаллическая решетки (рис. 3.1). Каждое зерно как кристаллическое образование резко анизотропно и имеет различные свойства по разным направлениям. При большом числе хаотично ориентированных зерен эти различия сглаживаются и статистически в среднем по всем направлениям свойства становятся одинаковыми.

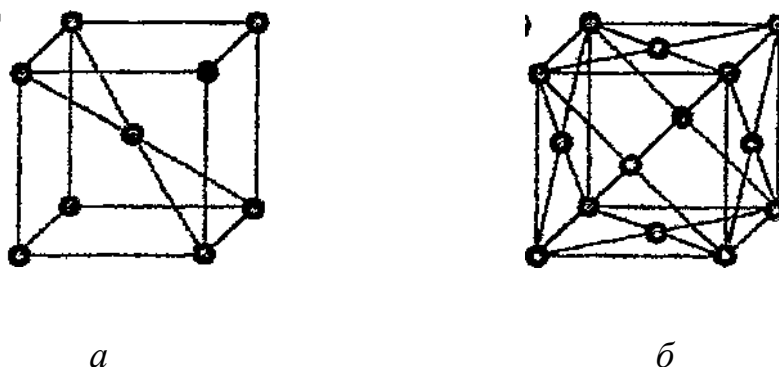


Рис. 3.1. Кубическая кристаллическая решетка:
а – объемноцентрированная, *б* - гранецентрированная

Сталь, применяемую в строительных конструкциях, производят в основном двумя способами: в мартеновских печах и конвертерах с продувкой кислородом сверху. Свойства мартеновских и кислородно-конвертерных сталей практически одинаковы, однако кислородно-конвертерный способ производства значительно дешевле и постепенно вытесняет мартеновский. Для наиболее ответственных деталей, где требуется особо высокое качество металла, используются также стали, получаемые путем электрошлакового переплава (ЭШП). С развитием электрометаллургий возможно более широкое применение в строительстве сталей, получаемых в электропечах. Электро-сталь отличается низким содержанием вредных примесей и высоким качеством.

Надежность и долговечность металлических конструкций во многом зависит от свойств материала. Наиболее важными для работы конструкций являются механические свойства: прочность, упругость, пластичность, склонность к хрупкому разрушению, ползучесть, твердость, а также свариваемость, коррозионная стойкость, склонность к старению и технологичность.

Прочность стали характеризуется предельными напряжениями в материале, возникающими под влиянием внешних силовых воздействий, без разрушения. Упругость - свойство материала восстанавливать свою первоначальную форму после снятия внешних нагрузок. Пластичность - свойство материала сохранять несущую способность в процессе деформирования. Хрупкость - склонность к разрушению при малых деформациях. Ползучесть - свойство материала непрерывно деформироваться во времени без увеличения нагрузки. Твердость - свойство поверхностного слоя металла сопротивляться деформации или разрушению при внедрении в него индентора из более твердого материала.

Физико-механические свойства сталей оцениваются по пределу текучести f_y и временному сопротивлению (пределу прочности) f_u , по сопротивлению динамическим воздействиям и хрупкому разрушению – по работе образцов на удар (ударная вязкость) и пластичность – по относительному удлинению.

Для проверки соответствия конструкции действующим нормам ТКП EN 1993-1-1 к стали установлены следующие требования.

Для упругого расчета:

$f_u/f_y > 1,30$; удлинение разрыва не менее 15% (при длине образца $5,65\sqrt{A_0}$, где A_0 – площадь поперечного сечения); $\varepsilon_u > 15\varepsilon_y$ (ε_u – деформация предела прочности, а ε_y – деформация предела текучести).

Для пластического расчета:

$f_u/f_y > 1,15$; удлинение разрыва не менее 15% (при длине образца $5,65\sqrt{A_0}$); $\varepsilon_u \geq 20\varepsilon_y$.

Согласно европейских норм испытание на удар должно выполняться в соответствии с EN 10045-1. Испытания проводятся на образцах типа KCV (с концентратором в виде острого подреза) при температуре +20°C, 0 °C, -20°C, -40°C и при двух дополнительных температурах испытания, чтобы показать переход от пластичного состояния к хрупкому. Значение ударной вязкости при любой из заданных температур должно быть не менее 27 Дж/см².

Образцы типа KCV ближе отражают реальную работу конструкции с трещиной. Модуль упругости для расчетов по EN принимается равным $E=210\ 000$ Н/мм².

При расчете стальных конструкций характеристические X_k или номинальные X_n свойства материалов должны применяться согласно указаниям ТКП EN 1993-1-1-2009 (Еврокод 3). В большинстве случаев при выполнении расчетов номинальные значения параметров свойств материалов следует принимать как характеристические.

Геометрические характеристики поперечных сечений и систем допускается принимать по стандартам hEN на изделия или по рабочим чертежам в соответствии с EN 1090 и рассматривать как номинальные величины.

Расчетные значения геометрических несовершенств, эквивалентны геометрическим несовершенствам, учитывающим:

— геометрические допуски, установленные в стандартах на изделия и стандартах на их изготовление;

- несовершенства конструкций, возникающие при изготовлении и монтаже;
- остаточные напряжения;
- изменчивость предела текучести.

При определении расчетных значений сопротивлений, для стальных конструкций применяют выражения, приведенные в EN 1990:2002:

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_M} = \frac{1}{\gamma_M} \cdot R_k \cdot (\eta_1 X_{k,1}; \eta_i X_{k,i}; a_d),$$

где R_k – характеристическое сопротивление для конкретного расчетного случая, определяемое по характеристическим или номинальным значениям свойств материалов и размеров; γ_M – интегральный частный коэффициент для конкретного расчетного случая.

Пример маркировки сталей по EN.

Сталь EN 10025-2 – S355J0C+N (или +AR) обозначает: конструкционная сталь (S), заданный минимальный предел текучести $f_y = 355$ МПа, при температуре окружающей среды, минимальная величина работы удара не ниже 27 Дж при 0°C (J0), пригодность к отбортовке в холодном состоянии (C), состояние поставки после нормализующей прокатки (+N) (или в катаном состоянии (+AR)).

Ниже представлена таблица механических свойств сталей по EN 10025-2.

Таблица 3.1

Сталь	Механические характеристики						Ударная вязкость, KCV	
	Номинальная толщина, мм	Минимальный предел текучести R_{eH} , МПа	Номинальная толщина, мм	Предел прочности R_m , МПа	Номинальная толщина, мм	Минимальное относительное удлинение после разрыва, %	При температуре, °C	Дж/см ²
S235JR	≤16	235	≥3, ≤100	360-510	≥3, ≤40	26	20	27
S235J0	>16	225				0	27	
S235J2	≤40					24	-20	27
S355JR	≤16	355	470-630	≥3, ≤40	22	20	27	
S355J0	>16	345			–	0	27	
S355J2	≤40				–	-20	27	
S355K2	>40, ≤63	335			20	-20	40*	

* Данное значение соответствует 27 Дж/см² при –30°C

Влияние химического состава на свойства сталей

Основные химические элементы, применяемые при легировании строительных сталей:

Углерод (С), повышая прочность стали, снижает пластичность и ухудшает ее свариваемость. С ростом содержания углерода в структуре стали увеличивается количество цементита при одновременном снижении доли феррита. Изменение соотношения между составляющими приводит к уменьшению пластичности, а также к повышению прочности и твердости.

Поэтому в строительных сталях, которые должны быть достаточно пластичными и хорошо свариваемыми, углерод допускается в количестве не более 0,22 %.

Углерод влияет на вязкие свойства. Увеличение содержания углерода повышает порог хладоломкости и снижает ударную вязкость.

Кремний (Si), находясь в твердом растворе с ферритом, повышает прочность стали, но ухудшает ее свариваемость и стойкость против коррозии. В малоуглеродистых сталях кремний применяется как хороший *раскислитель*; в этом случае кремний в малоуглеродистых сталях добавляется в пределах до 0,3 %, в низколегированных сталях — до 1 %.

Алюминий (Al) входит в сталь в виде твердого раствора феррита в виде различных нитридов и карбидов, хорошо *раскисляет* сталь, нейтрализует вредное влияние фосфора, повышает ударную вязкость.

Марганец (Mn) растворяется как в феррите, так и в цементите; образует тугоплавкие карбиды, что приводит к повышению прочности и вязкости стали. Марганец служит хорошим *раскислителем*, а соединяясь с серой, снижает вредное ее влияние. В малоуглеродистых сталях марганца содержится до 0,64 %, а в легированных — до 1,5 %; при содержании марганца более 1,5 % сталь становится хрупкой.

Медь (Cu) несколько повышает прочность стали и увеличивает стойкость ее против коррозии. Избыточное ее содержание (более 0,7 %) способствует старению стали.

Повышение механических свойств легированной стали осуществляется присадкой металлов, вступающих в соединение с углеродом и образующих карбиды, а также способных растворяться в феррите и замещать атомы железа. Такими легирующими металлами являются *марганец (Mn), хром (Cr), ванадий (V), вольфрам (W), молибден (Mo), титан (Ti)*. Прочность легированных сталей также повышается при введении никеля, меди, кремния и алюминия, которые входят в сталь в виде твердых растворов (феррита).

Легирующие элементы (хром, никель, вольфрам, молибден, ванадий и др.) снижают пластичность и повышают сопротивление деформации, причем тем сильнее, чем больше углерода в стали.

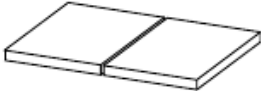
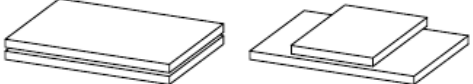
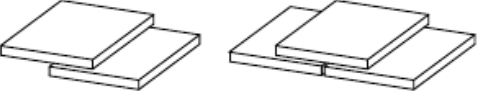
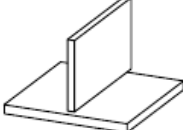
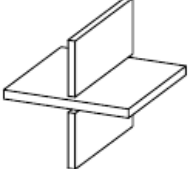
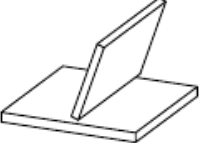

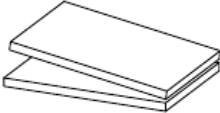
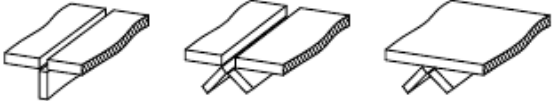
Вредные примеси. К ним в первую очередь относятся: **фосфор**, который, образуя раствор с ферритом, увеличивает хрупкость стали особенно при пониженных температурах (хладноломкость) и уменьшает пластичность при повышенных; **сера**, делающая сталь красноломкой (склонной к образованию трещин при температуре (+800–1000 °C)) вследствие образования легкоплавкого сернистого железа. Поэтому содержание серы и фосфора в стали ограничивается так, что в углеродистой стали – серы до 0,05 % и фосфора до 0,04 %.

Сварные соединения

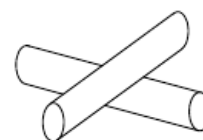
Тип сварного соединения определяется количеством, размерами и расположением сварных элементов относительно друг друга. В таблице 3.2 приведены примеры основных типов сварных соединений.

Типы сварных соединений

Таблица 3.2

Тип сварного соединения	Рисунок сварного соединения
Стыковое	
Параллельное	
Нахлесточное	
Тавровое	
Крестообразное	
Тавровое соединение с наклонным элементом	
Угловое	
Торцовое	
Многоэлементное	

Перекрещивающееся



Сварные соединения выполняют при помощи стыковых, угловых, круговых угловых, пробочных сварных швов, а также сварных швов с конусным зазором. Стыковые сварные швы могут быть с полным и неполным проваром, круговые угловые и пробочные сварные швы могут быть выполнены в круглых или вытянутых отверстиях.

Угловые сварные швы применяются для соединения элементов, свариваемые поверхности которых расположены под углом от 60° до 120° . Допускается угол менее 60° , но в этом случае угловой сварной шов следует рассматривать как стыковой с неполным проваром.

Угловые сварные швы, расположенные на концах соединяемых элементов, следует заводить за угол на расстояние не менее двух катетов шва, если конструкция узла позволяет это выполнить.

Круговые угловые швы в круглых или вытянутых отверстиях могут применяться только для передачи сдвигающего усилия, или для предотвращения потери местной устойчивости элементов, соединяемых внахлестку, или для обеспечения плотности соединения. Диаметр круглого или ширина вытянутого отверстия должны составлять не менее четырехкратной толщины элемента, в котором расположено отверстие. Максимальное расстояние между центрами угловых сварных швов должно отвечать требованиям расположения отверстий в болтовых соединениях во избежание потери устойчивости соединений.

Стыковым сварным швом следует считать сварной шов с полным проваром, если по всей толщине стыка элементов обеспечена глубина провара и сплавления металла шва и основного металла. Применение прерывистых стыковых швов не допускается.

Стыковые швы элементов с разницей толщины более 10 мм следует выполнять в соответствии с рисунком 3.2.

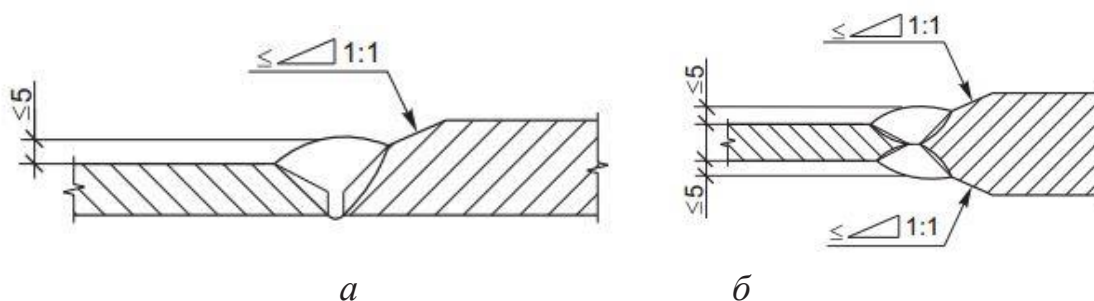


Рисунок 3.2 — Стыковые соединения элементов различной толщины: *a* — односторонний стыковой шов при совмещении поверхностей элементов с одной стороны; *б* — симметричный двусторонний стыковой шов

Пробочные сварные швы применяются для:

- передачи сдвигающего усилия;
- предотвращения потери местной устойчивости элементов, соединяемых внахлестку, или обеспечения плотности соединения;
- соединения деталей в элементах составного поперечного сечения, за исключением случаев внецентренного сжатия.

Диаметр круглого или ширина вытянутого отверстия должны быть не менее чем на 8 мм больше толщины элемента, в котором расположено отверстие. Концы вытянутых отверстий должны иметь закругления радиусом не менее толщины элемента. Высота пробочного шва при толщине основного металла до 16 мм должна быть не менее толщины основного металла. Высота пробочного шва при толщине основного металла более 16 мм должна быть не менее половины толщины основного металла, но не менее 16 мм. Максимальное расстояние между центрами пробочных сварных швов должно отвечать требованиям расположения отверстий в болтовых соединениях во избежание потери устойчивости соединений.

Эффективную длину углового сварного шва следует принимать равной длине шва с полноразмерной эффективной толщиной a и определять как $L_w = L - 2a$.

Эффективная длина шва равна его конструктивной длине, если обеспечивается полноразмерность сварного шва по всей длине, включая начало и конец шва. Сварной угловой шов с эффективной длиной менее 30 мм или менее шестикратной эффективной толщины сварного шва не является несущим швом.

Эффективная толщина a углового шва принимается равной высоте вписанного между соединяемыми поверхностями и лицевой поверхностью треугольника (равностороннего или неравностороннего), измеренной перпендикулярно к внешней стороне этого треугольника. Эффективная толщина углового сварного шва должна быть не менее 3 мм.

Катет углового шва k_f измеряется по кратчайшему расстоянию по поверхности одного из свариваемых элементов до границы углового шва на поверхности второго свариваемого элемента.

Расчетная площадь продольного сечения сварного шва $A_w = \sum aL_{eff}$.

Болтовые соединения

Болты, гайки и шайбы должны соответствовать требованиям ссылочных стандартов группы 4, приведенных в ТКП EN 1993-1-8.

Значения предела текучести f_{yb} и временного сопротивления на растяжение f_{ub} для болтов классов прочности 4.6, 4.8, 5.6, 5.8, 6.8, 8.8 и 10.9 приведены в таблице 3. Эти значения следует принимать в качестве характеристических при выполнении расчетов.

Номинальные значения предела текучести f_{yb} и временного сопротивления на растяжение f_{ub} болтов

Таблица 3

Класс прочности	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} , Н/мм ²	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} , Н/мм ²	400	400	500	500	600	800	1000

В качестве болтов с предварительным натяжением могут быть использованы только болты классов прочности 8.8 и 10.9, соответствующие требованиям ссылочных стандартов группы 4 согласно ТКП EN 1993-1-8 (1.2.4) для высокопрочных болтов с контролируемым предварительным натяжением и требованиям ссылочного стандарта группы 7 согласно ТКП EN 1993-1-8 (1.2.7).

Для фундаментных болтов могут быть использованы следующие материалы:

- стали марок согласно ссылочным стандартам группы 1, приведенным в ТКП EN 1993-1-8 (1.2.1);

- стали марок согласно ссылочным стандартам группы 4, приведенным в ТКП EN 1993-1-8 (1.2.4);

- стали марок, применяемых для предварительно напряженных арматурных стержней по СТБ EN 10080 при условии, что номинальное значение предела текучести не превышает 640 Н/мм² при работе фундаментных болтов на срез и 900 Н/мм² – в остальных случаях;

Категории болтовых соединений

Соединения, работающие на сдвиг

Болтовые соединения, работающие на сдвиг, следует рассчитывать с учетом следующих требований в зависимости от категорий:

а) категория А: срезное соединение.

В соединениях данной категории следует применять болты классов прочности 4.6 – 10.9. Предварительное натяжение и особые условия для контактных поверхностей не требуются. Расчетное усилие сдвига не должно превышать несущей способности на срез и на смятие, определяемыми в соответствии с ТКП EN 1993-1-8;

б) категория В: фрикционное соединение в предельном состоянии по эксплуатационной пригодности. В соединениях данной категории следует применять болты с предварительным натяжением согласно ТКП EN 1993-1-8. В предельном состоянии по эксплуатационной пригодности не должно быть деформаций сдвига между контактными поверхностями. Расчетное усилие сдвига в предельном состоянии по эксплуатационной пригодности не должно превышать расчетной несущей способности на сдвиг контактных поверхностей. Расчетное усилие сдвига в предельном состоянии по несущей способности не должно превышать расчетной несущей способности на срез и на смятие;

в) категория С: фрикционное соединение в предельном состоянии по несущей способности.

В соединениях данной категории следует применять болты с предварительным натяжением согласно ТКП EN 1993-1-8. В предельном состоянии несущей способности не должно быть деформаций сдвига между контактными поверхностями. Расчетное усилие сдвига в предельном состоянии по несущей способности не должно превышать расчетной несущей способности на сдвиг контактных поверхностей, а также расчетных несущих способностей на срез и на смятие, определяемых в соответствии с ТКП EN 1993-1-8. Кроме того, при соединении растянутых элементов следует проверять расчетную несущую способность поперечного сечения нетто $N_{net,Rd}$ в пластической стадии в месте расположения болтовых отверстий (ТКП EN 1993-1-1 (9.2)) в предельном состоянии по несущей способности.

Соединения, работающие на растяжение

Болтовые соединения, работающие на растяжение, следует рассчитывать с учетом следующих требований в зависимости от категорий:

а) категория D: соединение без предварительного натяжения болтов.

В соединениях данной категории следует применять болты классов прочности 4.6 – 10.9. Предварительное натяжение не требуется. Соединения данной категории не следует применять при частом воздействии переменной растягивающей нагрузки. При этом они могут быть применены в соединениях, воспринимающих осевые усилия от ветровых нагрузок;

б) категория E: соединение с предварительным натяжением болтов.

В соединениях данной категории следует применять болты классов прочности 8.8 и 10.9 с контролируемым предварительным натяжением.

Расположение отверстий для болтов.

Минимальные и максимальные значения шага и расстояний до края элемента вдоль и поперек усилия для болтов приведены в таблице 3.4.

Минимальные и максимальные значения шага и расстояний до края элемента вдоль и поперек усилия для конструкций, подверженных усталостным нагрузкам, принимаются в соответствии с ТКП EN 1993-1-9.

Минимальные и максимальные значения шага и расстояний до края элемента

Таблица 3.4

Расстояние или шаг (рисунок 1.14.3)	Минимальное значение	Максимальное значение ^{1),2),3)}		
		Конструкции, изготовленные из сталей, соответствующих СТБ EN 10025, кроме сталей, соответствующих СТБ EN 10025-5		Конструкции, изготовленные из сталей, соответствующих СТБ EN 10025-5
		Сталь подвержена влиянию атмосферной или другой коррозии	Сталь не подвержена влиянию атмосферной или другой коррозии	Используемая сталь
Расстояние до края вдоль усилия e_1	$1,2d_0$	$4t + 40$ мм	—	Большее из значений: $8t$ или 125 мм
Расстояние до края поперек усилия e_2	$1,2d_0$	$4t + 40$ мм	—	Большее из значений: $8t$ или 125 мм
Расстояние для овальных отверстий e_3	4) $1,5d_0$	—	—	—
Расстояние для овальных отверстий e_4	4) $1,5d_0$	—	—	—
Шаг $p_1^{5)}$	$2,2d_0$	Меньшее из значений: $14t$ или 200 мм	Меньшее из значений: $14t$ или 200 мм	Меньшее из значений: $14t_{\min}$ или 175 мм
Шаг $p_{1,0}$	—	Меньшее из значений: $14t$ или 200 мм	—	—
Шаг $p_{1,i}$	—	Меньшее из значений: $28t$ или 400 мм	—	—
Дорожка p_2	$2,4d_0$	Меньшее из значений: $14t$ или 200 мм	Меньшее из значений: $14t$ или 200 мм	Меньшее из значений: $14t_{\min}$ или 175 мм

¹⁾ Максимальные значения шага и расстояний до края и кромки элемента не ограничены, кроме случаев: для сжатых элементов, во избежание местной потери устойчивости и коррозии незащищенных элементов; для растянутых элементов, не защищенных от коррозии, во избежание ее возникновения.

²⁾ Несущую способность по местной устойчивости сжатых пластин на участках между крепежными деталями следует определять в соответствии с ТКП EN 1993-1-1, принимая расчетную длину равной $0,6p_1$. Расчет на местную устойчивость не требуется, если отношение p_1/t меньше 9ε. Расстояние до края элемента поперек усилия не должно превышать значений для свободных свесов сжатых элементов согласно ТКП EN 1993-1-1. Эти требования не распространяются на расстояния до края элемента вдоль усилия.

³⁾ t — толщина наиболее тонкого из соединяемых элементов.

⁴⁾ Ограничения по размерам для овальных отверстий приведены в ссылочных стандартах группы 7 согласно ТКП EN 1993-1-8 (2.7).

⁵⁾ При расположении рядов крепежных деталей в шахматном порядке допускается принимать минимальное значение $p_2 = 1,2d_0$ при условии, что минимальное расстояние L между любыми смежными отверстиями составляет не менее $2,4d_0$ (см. рисунок 10.1).

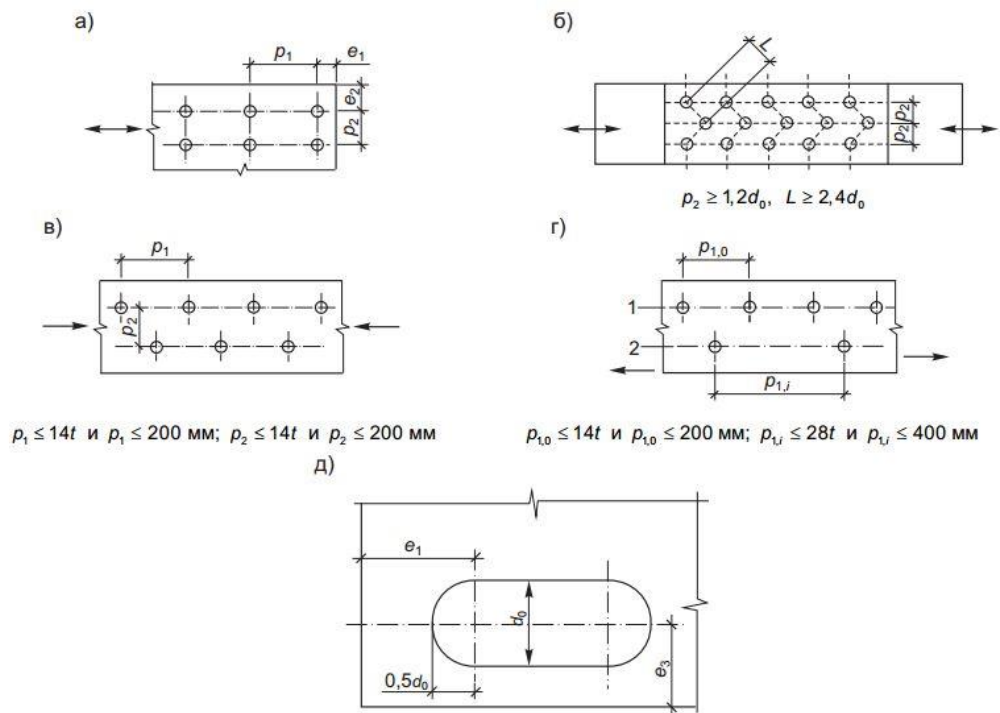


Рисунок 3.3 – Расстояния между отверстиями и до края элемента
a — при рядовом расположении отверстий; *б* — при расположении отверстий в шахматном порядке; *в* — при расположении отверстий в шахматном порядке в сжатых элементах; *г* — при расположении отверстий в шахматном порядке в растянутых элементах; *д* — расстояния до края элемента для овальных отверстий

Тема 3.3 Расчет изгибаемых элементов по предельным состояниям несущей способности (общие сведения)

Прочность изгибаемых элементов поперечных сечений всех классов будет обеспечена, если выполняется условие по ТКП EN 1993-1-1:

$$\frac{M_{Ed}}{M_{c,Rd}} \leq 1,0$$

где M_{Ed} — расчетное значение изгибающего момента;

$M_{c,Rd}$ — расчетное значение несущей способности на изгиб относительно одной из главных осей поперечного сечения.

Прочность поперечных сечений на действие поперечной силы должна удовлетворять условиям:

$$\frac{V_{Ed}}{V_{c,Rd}} \leq 1,0 \text{ — для поперечных сечений классов 1, 2 и 3}$$

$$\frac{V_{Ed}}{V_{b,Rd}} \leq 1,0 \text{ — для поперечных сечений класса 4}$$

где V_{Ed} — расчетное значение поперечной силы;

$V_{c,Rd}$ — расчетное значение несущей способности поперечного сечения на сдвиг;

$V_{b,Rd}$ — расчетное значение несущей способности на сдвиг для поперечных сечений класса 4 при потере местной устойчивости стенки.

В таблице 3.5 приведены формулы для определения расчетных значений несущей способности на изгиб $M_{c,Rd}$ без учета поперечной силы и расчетных значений несущей способности на сдвиг $V_{c,Rd}$ и $V_{b,Rd}$ элементов поперечных сечений классов 1 – 4. Учет поперечной силы на прочность сечения на изгиб выполняют в соответствии с ТКП EN 1993-1-1.

Площадь сдвига в пластической стадии работы A_v при отсутствии кручения для некоторых типов профилей допускается принимать в соответствии с ТКП EN 1993-1-1.

Для двутавровых сечений класса 3 при проверке прочности на сдвиг в упругой стадии, если местная устойчивость стенки обеспечена и $A_f/A_w \geq 0,6$, расчетное значение несущей способности на сдвиг определяют по формуле:

$$V_{c,Rd} = \frac{A_w f_y}{\sqrt{3} \cdot \gamma_{M0}}$$

где A_f — площадь поперечного сечения одной полки;

$A_w = h_w t_w$ — площадь поперечного сечения стенки.

Расчетное значение несущей способности на изгиб и сдвиг

Таблица 3.5

Класс поперечных сечений	Расчетное значение несущей способности на изгиб $M_{c,Rd}$	Расчетное значение несущей способности на сдвиг
1, 2	$M_{c,Rd} = M_{pl,Rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{M0}}$ по ТКП EN 1993-1-1 (6.2.5(2))	$V_{c,Rd} = V_{pl,Rd} = \frac{A_v \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}}$ по ТКП EN 1993-1-1 (6.2.6(2))
3	$M_{c,Rd} = M_{el,Rd} = \frac{W_{el,min} f_y}{\gamma_{M0}}$ по ТКП EN 1993-1-1	$V_{c,Rd} = \frac{I_{tw} \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{S \gamma_{M0}}$ если местная устойчивость стенки при сдвиге обеспечена, по ТКП EN 1993-1-1 (6.2.6(4))
4	$M_{c,Rd} = \frac{W_{eff,min} f_y}{\gamma_{M0}}$ по ТКП EN 1993-1-1	$V_{b,Rd} = V_{bw,Rd} + V_{bf,Rd} \leq \frac{\eta f_{yw} h_w t_w}{\gamma_{M1} \cdot \sqrt{3}}$ если местная устойчивость стенки при сдвиге не обеспечена, по ТКП EN 1993-1-5 (5.2-5.4)
Примечание – $W_{el,min}$ и $W_{eff,min}$ соответствуют волокнам с максимальным напряжением в упругой стадии; A_v – площадь сдвига.		

Расчет сжатых элементов по предельным состояниям несущей способности (общие сведения)

Прочность поперечных сечений центрально сжатых элементов обеспечена, если выполняется следующее условие по ТКП EN 1993-1-1 (6.2.4):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1,0 \quad (1.14.5)$$

где $N_{c,Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}}$ – расчетное значение несущей способности поперечного сечения классов 1-3;

$N_{c,Rd} = \frac{A_{eff} f_y}{\gamma_{M0}}$ – расчетное значение несущей способности поперечного сечения класса 4, здесь A_{eff} – площадь эффективного поперечного сечения, вычисляемая при действии равномерного сжатия по ТКП EN 1993-1-5 (4.3).

При смещении e_N центра тяжести эффективного поперечного сечения площадью A_{eff} относительно центра тяжести поперечного сечения брутто следует учитывать дополнительный изгибающий момент $\Delta M_{Ed} = N_{Ed} e_N$. В этом случае элемент следует рассчитывать по несущей способности как сжато-изгибаемый.

Расчет на прочность поперечного сечения элементов, подверженных действию осевой силы и изгибающих моментов

Прочность поперечных сечений классов 1 и 2 обеспечена, если выполняется условие по ТКП EN 1993-1-1 (6.2.9.1):

$$M_{Ed} \leq M_{N,Rd}$$

где M_{Ed} — расчетное значение изгибающего момента;

$M_{N,Rd}$ — расчетное значение несущей способности поперечного сечения на изгиб в пластической стадии, уменьшенное вследствие действия осевой силы N_{Ed} .

Для прокатных и сварных равнополочных двутавров, при расчете которых не учитываются отверстия согласно ТКП EN 1993-1-1, расчетное значение $M_{N,Rd}$ допускается определять по ТКП EN 1993-1-1:

– при действии изгибающего момента относительно оси $y-y$:

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} \cdot \frac{1-n}{1-0,5a} \quad \text{при } M_{N,y,Rd} \leq M_{pl,y,Rd}$$

– при действии изгибающего момента относительно оси $z-z$:

$$M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \quad \text{при } n \leq a; \quad (1.14.8)$$

$$M_{N,z,Rd} \leq M_{pl,z,Rd} \cdot \left[1 - \left(\frac{n-a}{1-a} \right)^2 \right] \quad \text{при } n > a$$

где $n = N_{Ed} / N_{pl,Rd}$;

$$a = (A - 2bt_f) / A \leq 0,5;$$

$N_{pl,Rd}$ — расчетное значение несущей способности поперечного сечения на сжатие в пластической стадии;

$$M_{pl,y,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{– расчетное значение несущей способности поперечного сечения на изгиб в пластической стадии относительно оси } y-y;$$

$$M_{pl,z,Rd} = \frac{W_{pl,z} f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{– расчетное значение несущей способности поперечного сечения на изгиб в пластической стадии относительно оси } z-z;$$

Сопротивление замкнутых поперечных сечений классов 1 и 2 следует проверять по ТКП EN 1993-1-1.

При совместном действии изгибающих моментов относительно осей $y-y$ и $z-z$ сопротивление поперечных сечений классов 1 и 2 допускается проверять по ТКП EN 1993-1-1:

$$\left[\frac{M_{y,Ed}}{M_{N,y,Rd}} \right]^\alpha + \left[\frac{M_{z,Ed}}{M_{N,z,Rd}} \right]^\beta \leq 1,$$

где α и β — параметры, принимаемые равными единице (с некоторым запасом) или вычисленным значениям:

$\alpha = 2, \beta = 5n \geq 1$ — для двутавровых поперечных сечений;

$\alpha = 2, \beta = 2$ — для круглых труб;

$\alpha = \beta = 1,66/(1-1,13n) \leq 6$ — для прямоугольных труб.

Сопротивление элементов поперечного сечения класса 3 обеспечено, если максимальные напряжения $\sigma_{x,Ed}$, от действия осевой силы и изгибающего момента удовлетворяют условию по ТКП EN 1993-1-1:

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{N_{Ed}}{A} + \frac{M_{y,Ed}}{W_{el,y}} + \frac{M_{z,Ed}}{W_{el,z}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}}$$

Прочность элементов поперечного сечения класса 4 обеспечена, если максимальные напряжения $\sigma_{x,Ed}$, от действия осевой силы и изгибающего момента, вычисленные с использованием геометрических характеристик эффективного поперечного сечения, удовлетворяют условию по ТКП EN 1993-1-1 (6.2.9.3):

$$\sigma_{x,Ed} = \frac{N_{Ed}}{A_{eff}} + \frac{M_{y,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{N,y}}{W_{eff,y,min}} + \frac{M_{z,Ed} + N_{Ed} \cdot e_{N,z}}{W_{eff,z,min}} \leq \frac{f_y}{\gamma_{M0}},$$

где: A_{eff} — площадь эффективного поперечного сечения, вычисленного при действии только равномерного сжатия;

$W_{eff,y,min}, W_{eff,z,min}$ — минимальные моменты сопротивления эффективного поперечного сечения, вычисленного при действии только изгибающего момента относительно осей $y - y$ и $z - z$, соответственно;

$e_{N,y(z)}$ — смещение центра тяжести эффективного поперечного сечения, вычисленного при действии только равномерного сжатия, относительно центра тяжести поперечного сечения брутто.

Примечание — Знаки осевых сил и изгибающих моментов зависят от сочетания напряжений от этих усилий.

Перечень контрольных вопросов по разделу 3.

1. Области применения металлических конструкций.
2. Физико-механические свойства сталей. Характеристические и расчетные параметры сталей.
3. Влияние химического состава на свойства сталей.
4. Типы сварных соединений металлических конструкций.
5. Болтовые соединения. Категории болтовых соединений.
6. Расположение отверстий для болтов. Минимальные и максимальные значения шага и расстояния до краев элемента.
7. Расчет изгибаемых элементов по предельным состояниям несущей способности.
8. Расчет сжатых элементов по предельным состояниям несущей способности.
9. Расчет на прочность поперечного сечения элементов, подверженных действию осевой силы и изгибающих моментов.

Содержание практических занятий по разделу 3

Расчет металлических конструкций в приведенных ниже примерах произведен в соответствии с положениями ТКП EN 1990, ТКП 1991, ТКП EN 1993, ТКП 45-5.04-274-2012.

Пример 3.1. Расчет сопротивления изгибаемого элемента поперечного сечения класса 1 с учетом поперечной силы.

Исходные данные для проверки несущей способности изгибаемого элемента:

– элемент пролетом $L=1,6$ м нагружен сосредоточенной силой $F=870$ кН посередине пролета (рисунок 3.4)

– сечение элемента — двутавр №35Ш2 по ГОСТ 26020, сталь С245 по ГОСТ 27772, $f_y = 245$ Мпа при толщине проката t от 2 до 20 мм;

– расчетное значение поперечной силы $V_{Ed} = 435$ кН и расчетное значение изгибающего момента $M_{Ed} = 348$ кН·м;

– геометрические характеристики поперечного сечения: $h = 341$ мм, $b_f = 250$ мм, $t_f = 14$ мм, $t_w = 10$ мм, $R=20$ мм, $W_{pl,y} = 2S_y = 2 \cdot 721 = 1442$ см³, $A=104,74$ см².

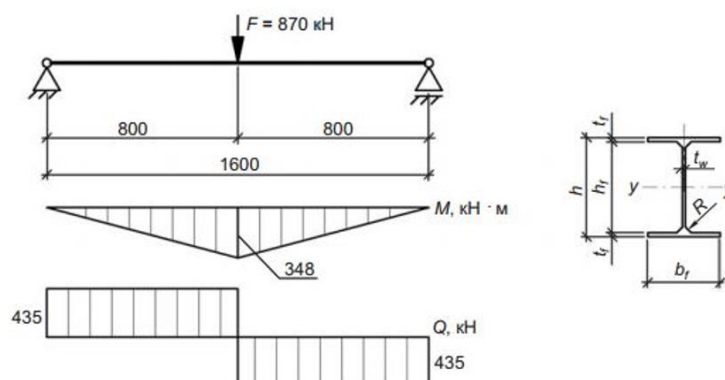


Рис. 3.4. Расчетная схема и геометрические характеристики сечения элемента

а) Определение класса поперечного сечения по ТКП EN 1993-1-1 (таблица 5.2)

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{245}} = 0,98.$$

Определение класса сечения полки:

$$c = \frac{(b - t_w - 2R)}{2} = \frac{(250 - 10 - 2 \cdot 20)}{2} = 100 \text{ мм}$$

$$\frac{c}{t_f} = \frac{100}{14} = 7,14 \leq 9\varepsilon = 9 \cdot 0,98 = 8,8.$$

Полка относится к сечению класса 1.

Определение класса сечения стенки:

$$c = h - 2t_f - 2R = 341 - 2 \cdot 14 - 2 \cdot 20 = 273 \text{ мм};$$

$$\frac{c}{t_w} = \frac{273}{10} = 27,3 < 72\varepsilon = 70,5.$$

Стенка относится к сечению класса 1.

Все сечение элемента относится к поперечному сечению класса 1.

б) Проверка прочности на изгиб, без учета влияния поперечной силы, по ТКП EN 1993-1-1

$$M_{c,Rd} = \frac{W_{pl,y} f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1442 \cdot 10^{-6} \cdot 245}{0,931} \cdot 10^3 = 379,5 \cdot 10^3 \text{ Нм} = 379,5 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

$$\gamma_{M0} = \frac{\gamma_m}{\gamma_c} = \frac{1,025}{1,1} = 0,931 \text{ согласно ТКП EN 1993-1-1 (национальное при-}$$

ложение)

$$M_{c,Rd} = 379,5 \text{ кНм} > M_{ed} = 348 \text{ кНм}.$$

Несущая способность элемента на изгиб без учета влияния поперечной силы обеспечена.

в) Проверка прочности на сдвиг

Определяем:

$$\frac{h_w}{t_w} = \frac{341 - 2 \cdot 14}{10} = 31,3 < \frac{72\varepsilon}{\eta} = \frac{72 \cdot 0,979}{1,2} = 58,74,$$

Где $\eta = 1,2$ по ТКП EN 1993-1-5

Следовательно, прочность сечения элемента на сдвиг обеспечивается без учета потери местной устойчивости стенки согласно ТКП EN 1993-1-1 (6.2.6(6)).

Расчетное значение несущей способности на сдвиг в пластической стадии $V_{pl,Rd}$, определяем по формуле согласно ТКП EN 1993-1-1 (6.2.6(2)):

$$V_{pl,Rd} = \frac{A_v \cdot \frac{f_y}{\sqrt{3}}}{\gamma_{M0}},$$

где

$$A_v = A - 2b_t t_t + (t_w + 2R) \cdot t_t = 104,74 - 2 \cdot 25 \cdot 1,4 + (1,0 + 2,0 \cdot 2,0) \cdot 1,4 = 41,74 \text{ см}^2,$$

но не менее $\eta \cdot h_w \cdot t = 1,2 \cdot (34,1 - 2 \cdot 1,4) \cdot 1,0 = 37,56 \text{ см}^2$.

Так как $A_v = 41,74 \text{ см}^2 > 37,56 \text{ см}^2$, то в расчете принимаем $A_v = 41,74 \text{ см}^2$, тогда

$$V_{pl,Rd} = 634,2 \text{ кН} > V_{Ed} = 435 \text{ кН}.$$

Несущая способность стенки на срез обеспечена.

г) Проверка прочности поперечного сечения элемента на совместное действие изгибающего момента и поперечной силы.

Так как $V_{Ed} = 435 \text{ кН} > 0,5V_{pl,Rd} = 317,1 \text{ кН}$, требуется проверка прочности элемента на совместное действие изгибающего момента M и поперечной силы V .

Расчетное значение несущей способности на изгиб в пластичной стадии с учетом сдвигающей силы составляет (см. 6.2.2):

$$M_{y,v,Rd} = \frac{[W_{pl,y} - \rho A_w^2 / (4t_w)] \cdot f_y}{\gamma_{M0}} =$$

$$= \frac{[1442 \cdot 10^{-6} - 0,138 \cdot (31,3 \cdot 10^{-4})^2 / 4 \cdot 0,01] \cdot 245}{0,931} \cdot 10^3 = 370,6 \text{ кН} \cdot \text{м},$$

$$\text{Где } \rho = \left(\frac{2 \cdot V_{Ed}}{V_{pl,y}} \right)^2 = \left(\frac{2 \cdot 435}{634,2} - 1 \right)^2 = 0,138,$$

$$A_w = h_w t_w = (34,1 - 2 \cdot 1,4) \cdot 1,0 = 31,3 \text{ см}^2.$$

$$M_{y,v,Rd} = 370,6 \text{ кН} \cdot \text{м} > M_{Ed} = 348 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Несущая способность изгибаемого элемента обеспечена.

Пример 2. Расчет сопротивления центрально сжатого элемента

Исходные данные для проверки несущей способности центрально-сжатого элемента:

- расчетное значение осевой силы $N_{Ed} = 3500 \text{ кН}$;
- размеры поперечного сечения приведены на рисунке 3.5;
- материал – сталь с пределом текучести $f_y = 345 \text{ МПа}$; коэффициент

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = 0,825;$$

– частные коэффициенты безопасности согласно ТКП EN 1993-1-1 (национальное приложение):

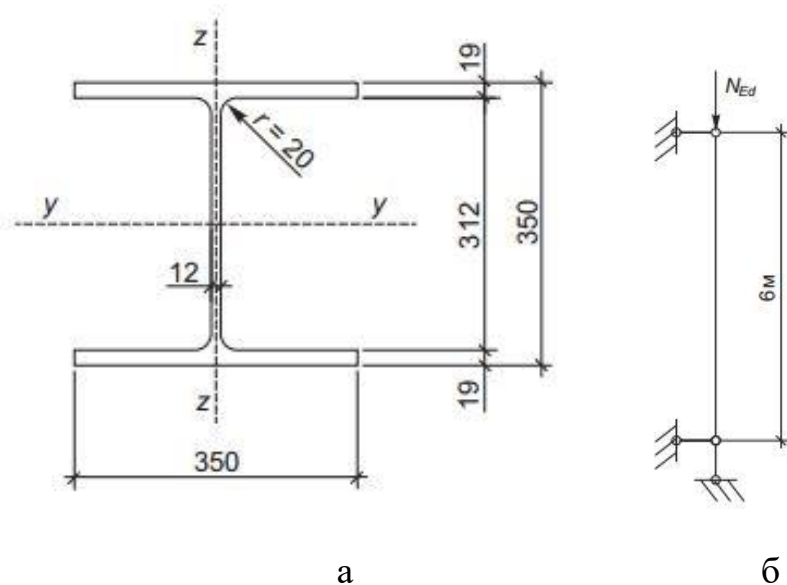


Рис 3.5. Поперечное сечение (а) и расчетная схема элемента (б)

а) Классификация поперечного сечения согласно ТКП EN 1993-1-1 (5.5))

Определяем класс поперечного сечения полки:

$$c = \frac{b_f - t_w - 2r}{2} = \frac{350 - 12 - 2 \cdot 20}{2} = 149 \text{ мм}, \quad t = t_f = 19 \text{ мм}.$$

$$9\varepsilon = 7,43 < \frac{c}{t} = \frac{149}{19} = 7,84 < 10\varepsilon = 8,25 \text{ - согласно ТКП EN 1993-1-1 (таб-}$$

лица 5.2) полка относится к сечению класса 2.

Определяем класс поперечного сечения стенки

$$c = h - 2t_f - 2r = 350 - 2 \cdot 19 - 2 \cdot 20 = 272 \text{ мм}, \quad t = t_w = 12 \text{ мм}.$$

$$\frac{c}{t} = 22,7 < 33\varepsilon = 27,3 \text{ - согласно ТКП EN 1993-1-1 (таблица 5.2) стенка от-}$$

носится к сечению класса 1.

Согласно ТКП EN 1993-1-1 (5.5.2) поперечное сечение элемента относится к классу 2.

б) Проверка прочности поперечного сечения согласно ТКП EN 1993-1-1 (6.2)

Прочность центрально-сжатого элемента обеспечена, если выполняется условия по ТКП EN 1993-1-1 (6.2.4(1)):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} \leq 1.$$

Расчетное значение несущей способности $N_{c,Rd}$ поперечного сечения класса 2 согласно EN 1993-1-1 (6.2.4((2)):

$$N_{c,Rd} = \frac{Af_y}{\gamma_{M0}} = \frac{173,87 \cdot 10^{-4} \cdot 345 \cdot 10^{-3}}{0,932} = 6436 \text{ кН.}$$

Проверка прочности:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{c,Rd}} = \frac{3500}{6436} = 0,54 < 1.$$

Несущая способность поперечного сечения по прочности обеспечена.

в) Проверка устойчивости при продольном изгибе согласно ТКП EN 1993-1-1 (6.3.1.1)

Устойчивость элементов обеспечена, если выполняется условие по ТКП EN 1993-1-1 (6.3.1.1(1)):

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,Rd}} \leq 1,$$

где: $N_{b,Rd} = \frac{\chi Af_y}{\gamma_{M1}}$ — по ТКП EN 1993-1-1.

Определение понижающих коэффициентов при плоской форме потери устойчивости χ_y и χ_z по ТКП EN 1993-1-1 (6.3.1.2):

$$\chi_y = \frac{1}{\Phi_y + \sqrt{\Phi_y^2 - \bar{\lambda}_y^2}}, \quad \chi_z = \frac{1}{\Phi_z + \sqrt{\Phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2}}.$$

Вычисление условных гибкостей элемента по ТКП EN 1993-1-1:

$$\bar{\lambda}_y = \frac{l_{y,cr}}{i_y \cdot 93,9\varepsilon} = \frac{600}{15,22 \cdot 93,9 \cdot 0,825} = 0,509,$$

$$\bar{\lambda}_z = \frac{l_{z,cr}}{i_z \cdot 93,9\varepsilon} = \frac{600}{8,84 \cdot 93,9 \cdot 0,825} = 0,876.$$

Выбор кривых потери устойчивости:

—относительно оси $y - y$: при $h/b=350/350=1 < 1,2$ и $t_f \leq 100$ мм по ТКП EN 1993-1-1 (таблица 6.2) — кривая b. Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства элемента для этой кривой, $\alpha_y = 0,34$ по ТКП EN 1993-1-1 (таблица 6.1);

—относительно оси $z - z$: при $h/b=350/350=1 < 1,2$ и $t_f \leq 100$ мм по ТКП EN 1993-1-1 (таблица 6.2) — кривая c. Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства элемента для этой кривой, $\alpha_z = 0,49$ по ТКП EN 1993-1-1 (таблица 6.1).

$$\Phi_y = 0,5 \cdot [1 + \alpha_y \cdot (\bar{\lambda}_y - 0,2) - \bar{\lambda}_y^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,34(0,509 - 0,2) + 0,509^2] = 0,682;$$

$$\Phi_z = 0,5 \cdot [1 + \alpha_z \cdot (\bar{\lambda}_z - 0,2) - \bar{\lambda}_z^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,49(0,876 - 0,2) + 0,876^2] = 1,05;$$

$$\chi_y = \frac{1}{0,682 + \sqrt{0,682^2 - 0,509^2}} = 0,88;$$

$$\chi_z = \frac{1}{1,05 + \sqrt{1,05^2 - 0,876^2}} = 0,614;$$

$$\chi_{min} = 0,614.$$

Расчетное значение несущей способности по устойчивости

$$N_{b,Rd} = \frac{\chi_{min} A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,614 \cdot 173,87 \cdot 10^{-4} \cdot 345 \cdot 10^3}{1,025} = 3593,3 \text{ кН.}$$

Несущая способность поперечного сечения по устойчивости при продольном изгибе обеспечена.

г) Проверка устойчивости при крутильной и изгибно-крутильной форме потери устойчивости согласно ТКП EN 1993-1-1 (6.3.1.4)

Устойчивость элементов при крутильной и изгибно-крутильной форме потери устойчивости обеспечена, если выполняется условие

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,T,Rd}} \leq 1,$$

$$\text{Где } N_{b,T,Rd} = \frac{\chi_T A f_y}{\gamma_{M1}}.$$

Для элементов с двумя осями симметрии в сечении потеря устойчивости по изгибно-крутильной форме не характерна, поэтому в настоящем примере выполняется проверка только по крутильной форме потери устойчивости.

Условная гибкость элемента при крутильной форме потери устойчивости по ТКП EN 1993-1-1 (6.3.1.4(2)):

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,T}}},$$

Где $N_{cr,T}$ — критическая сила потери устойчивости в упругой стадии по крутильной форме согласно А.2 (приложение А) ТКП EN 1993-1-1:

$$N_{cr,T} = \frac{1}{i_0^2} \cdot \left(G I_t + \frac{\pi^2 E I_w}{l^2} \right),$$

$$\text{Здесь } i_0 = \sqrt{i_y^2 + i_z^2} = \sqrt{15,22^2 + 8,84^2} = 17,6 \text{ см.}$$

$$N_{cr,T} = \frac{1}{(17,6 \cdot 10^{-2})^2} \cdot \left(0,81 \cdot 10^5 \cdot 199,745 \cdot 10^{-8} + \frac{3,14^2 \cdot 2,1 \cdot 10^5 \cdot 3721047,5 \cdot 10^{-12}}{6^2} \right) =$$

$$= 12,132 \text{ МН} = 12132 \text{ кН.}$$

$$\bar{\lambda}_T = \sqrt{\frac{A f_y}{N_{cr,T}}} = \sqrt{\frac{173,87 \cdot 10^{-4} \cdot 345 \cdot 10^3}{12132}} = 0,703.$$

Выбор кривой потери устойчивости осуществляется относительно оси z-z по ТКП EN 1993-1-1 (6.3.1.4(3)): при $h/b=350/350=1 < 1,2$ и $t_f \leq 100$ мм по ТКП EN 1993-1-1 (таблица 6.2) — кривая с. Коэффициент, учитывающий начальные несовершенства элемента для этой кривой, $\alpha = 0,49$ по ТКП EN 1993-1-1 (таблица 6.1).

$$\Phi = 0,5 \cdot [1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_T - 0,2) + \bar{\lambda}_T^2] = 0,5 \cdot [1 + 0,49 \cdot (0,703 - 0,2) + 0,709^2] = 0,87;$$

$$\chi_T = \sqrt{\frac{1}{0,87 + \sqrt{0,87^2 - 0,703^2}}} = 0,723.$$

Расчетное значение несущей способности элемента по крутильной форме потери устойчивости

$$N_{b,T,Rd} = \frac{\chi_T A f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0,723 \cdot 173,87 \cdot 10^{-4} \cdot 345 \cdot 10^3}{1,025} = 4653 \text{ кН.}$$

Проверка устойчивости:

$$\frac{N_{Ed}}{N_{b,T,Rd}} = \frac{3500}{4653} = 0,75 \leq 1.$$

Несущая способность элемента по крутильной форме потери устойчивости обеспечена.

Раздел 4. Деревянные конструкции

Тема 4.1. Породы древесины. Достоинства и недостатки древесины

Преобладающими породами, используемыми в строительной отрасли, являются хвойные (лиственница, сосна, ель, пихта, кедр) и лиственные (дуб и береза).

Хвойную древесину используют для изготовления основных элементов деревянных конструкций и строительных деталей. Прямые высокие стволы хвойных деревьев с небольшим количеством сучков позволяют получать прямолинейные пиломатериалы с ограниченным количеством пороков. Хвойная древесина содержит смолы, благодаря чему она лучше сопротивляется увлажнению и загниванию, чем лиственная.

Лиственная древесина большинства пород является менее прямолинейной, имеет больше сучков и более подвержена загниванию, чем хвойная. Она почти не применяется для изготовления основных элементов деревянных строительных конструкций.

Дубовая древесина выделяется среди лиственных пород повышенной прочностью и стойкостью к загниванию. Однако, ввиду дефицитности и высокой стоимости она используется только для небольших соединительных деталей.

Березовая древесина так же относится к твердым лиственным породам. Ее используют, главным образом, для изготовления строительной фанеры. Нуждается в защите от загнивания.

Среди достоинств древесины как строительного материала, следует перечислить следующие:

- наличие широкой, постоянно возобновляемой сырьевой базы;
- относительно малая плотность;
- высокая удельная прочность - отношение предела прочности при растяжении вдоль волокон к плотности: $100/500 = 0,2$ (примерно равная стали);
- относительная стойкость к солевой агрессии, к воздействию других химически агрессивных сред;
- биологическая совместимость с человеком и животными - в зданиях из древесины наилучший микроклимат;
- высокие эстетические и акустические свойства - лучшие концертные залы мира облицовываются древесиной;
- малый коэффициент теплопроводности поперек волокон - стена из бруса шириной 200 мм эквивалентна по теплопроводности кирпичной стене шириной 640 мм;
- малый коэффициент линейного расширения вдоль волокон - в деревянных зданиях нет необходимости устраивать температурные швы и подвижные опоры;
- меньшая трудоемкость механической обработки, возможность создания гнотоклееных конструкций.

Тем не менее, у древесины есть и определенные недостатки:

- анизотропия строения древесины;
- подверженность загниванию и поражению жуками-древоточцами;
- низкая огнестойкость;
- изменение физико-механических характеристик под воздействием различных факторов (влаги, температуры);
- усушка, разбухание, коробление и растрескивание под влиянием атмосферных воздействий;
- наличие пороков (сучки, косослой и других), существенно снижающих качество изделий и конструкций;
- ограниченность сортамента лесоматериалов.

Строение древесины

В результате растительного происхождения древесина имеет трубчатое слоисто-волоконное строение. Основную массу древесины составляют древесные волокна, расположенные вдоль ствола. Они состоят из удлиненных пустотелых оболочек отмерших клеток (трахеидов, длиной порядка 3 мм) органических веществ (целлюлозы и легнина).

Древесные волокна располагаются концентрическими слоями вокруг оси ствола, которые называются годовыми слоями, т.к. каждый слой нарастает в течение года. Они хорошо заметны в виде ряда колец на поперечных разрезах ствола, особенно хвойных деревьев. По их количеству можно определить возраст дерева (рисунок 4.1).

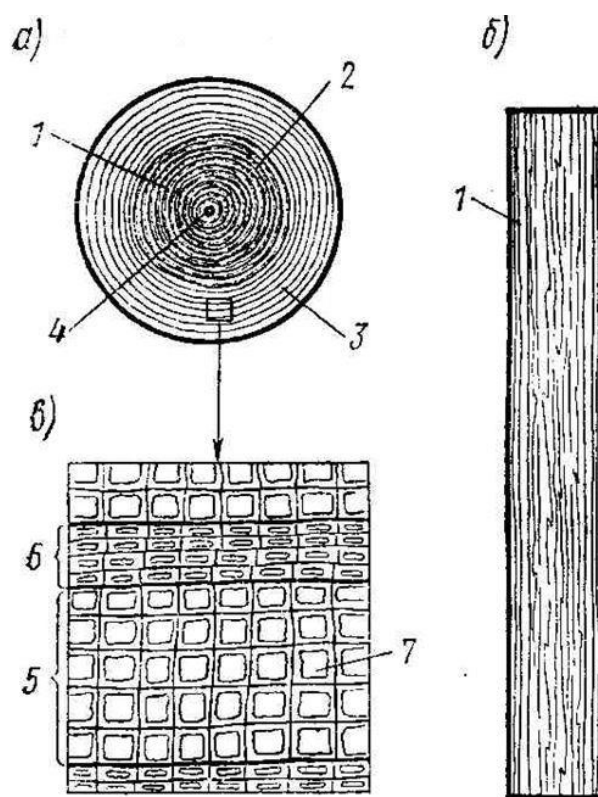


Рисунок 4.1. Строение хвойной древесины:

a – поперечное строение ствола; *б* – плась доски; *в* – микроструктура; 1 – годовые слои; 2 – ядро; 3 – заболонь; 4 – сердцевина; 5 – ранние слои; 6 – поздние слои; 7 – клетки-трахеиды.

Каждый годичный слой состоит из двух частей. Внутренний слой (более широкий и светлый) состоит из мягкой ранней древесины, образующейся весной, когда дерево растет быстро. Клетки ранней древесины имеют более тонкие стенки и широкие полости. Клетки поздней древесины имеют более толстые стенки и узкие полости. Прочность и плотность древесины зависит от относительного содержания в ней поздней древесины.

Средняя часть стволов древесины хвойных пород имеет более темный цвет, содержит больше смолы и называется ядро. Затем идет заболонь и, наконец, кора.

Кроме того в древесине имеются горизонтальные сердцевинные лучи, мягкая сердцевина, смоляные ходы, сучки.

Сортамент, пороки и качество древесины

Лесоматериалы, получаемые строительством, делят на круглые и пиленные (рисунок 4. 2).

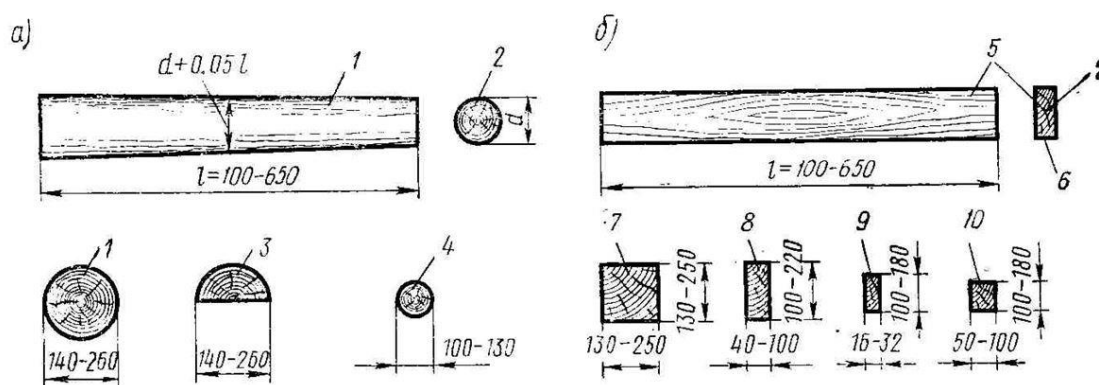


Рисунок 4.2 – Лесные материалы

a – круглые; *б* – пиленные; 1 – бревно; 2 – торец; 3 – пластина; 4 – подтоварник; 5 – пласть; 6 – кромка; 7 – брус; 8 – доска толстая; 9 – доска тонкая; 10 – брусок

Круглые лесоматериалы, называемые также бревнами, представляют собой части древесных стволов с гладко опиленными концами – торцами. Бревна имеют естественную усечено-коническую форму. Уменьшение их толщины по длине называется сбегом. В среднем сбег составляет 0,8 см на 1 м длины (для лиственницы 1 см на 1 м длины) бревна. Средние бревна имеют толщину от 14 до 24 см крупные – до 26 см. Бревна толщиной 13 см и менее используют для временных построечных сооружений.

Пиломатериалы получают в результате продольной распиловки бревен на лесопильных рамах или круглопильных станках. Они имеют прямоугольное или квадратное сечение. Более широкие стороны пиломатериалов называют пластями, а узкие – кромками. Пиломатериалы имеют стандартную длину 1 – 6,5 м. с градацией через каждые 0,25 м. Ширина пиломатериалов колеблется от 75 до 275 мм, толщина – от 16 до 250 мм.

Качество лесоматериалов определяется, в основном, степенью однородности строения древесины, от которой зависит ее прочность. Степень

однородности древесины определяется размерами и количеством участков, где однородность ее строения нарушена и прочность снижена. Такие участки называют пороками.

Основными недопустимыми пороками древесины являются: гниль, червоточины и трещины в зонах скалывания в соединениях.

Наиболее распространенными и неизбежными пороками древесины являются сучки – заросшие остатки бывших ветвей дерева. Сучки являются допустимыми с ограничениями пороками.

Наклон волокон (косослой) относительно оси элемента так же является допустимым с ограничением пороком. Он образуется в результате природного винтообразного расположения волокон в стволе, а также при распиловке бревен в результате их сбега.

Трещины, возникающие при высыхании древесины, тоже относятся к числу ограниченно допускаемых пороков.

К порокам относятся также мягкая сердцевина, выпадающие сучки и другие, менее распространенные нарушения однородности строения древесины.

Качество лесоматериалов определяется сортом, устанавливаемым в зависимости от вида, величины, расположения и количества пороков. Древесина для несущих элементов деревянных конструкций должна удовлетворять всем требованиям действующих ТНПА и стандартов.

Физико-механические свойства древесины

Плотность. Древесина относится к классу легких конструкционных материалов. Ее плотность зависит от относительного объема пор и содержания в них влаги. Стандартная плотность древесины должна определяться при влажности 12%. Свежесрубленная древесина имеет плотность 850 кг/м³. Расчетная плотность древесины хвойных пород в составе конструкций в помещениях со стандартной влажностью воздуха 12% принимают равной 500 кг/м³., в помещении с влажностью воздуха более 75% и на открытом воздухе – 600 кг/м³.

Температурное расширение. Линейное расширение при нагревании, характеризуемое коэффициентом линейного расширения, в древесине различно вдоль и под углами к волокнам. Коэффициент линейного расширения α вдоль волокон составляет $(3 \div 5) \cdot 10^{-6} \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$, что позволяет строить деревянные здания без температурных швов. Поперек волокон древесины этот коэффициент меньше в 7 – 10 раз.

Теплопроводность древесины благодаря ее трубчатому строению очень мала, особенно поперек волокон. Коэффициент теплопроводности сухой древесины поперек волокон $\lambda \approx 0,14 \text{ Вт/м}\cdot\text{ } ^\circ\text{C}$. Брус толщиной 15 см эквивалентен по теплопроводности кирпичной стене толщиной в 2,5 кирпича (51 см) Теплоемкость древесины значительна, коэффициент теплоемкости сухой древесины составляет $C = 1,6 \text{ КДЖ/кг}\cdot\text{ } ^\circ\text{C}$.

Еще одним ценным свойством древесины является ее стойкость ко многим химическим и биологическим агрессивным средам. Она является

химически более стойким материалом, чем металл и железобетон. При обычной температуре плавиковая, фосфорная и соляная (низкой концентрации) кислоты не разрушают древесину. Большинство органических кислот при обычной температуре не ослабляют древесину, поэтому она часто используется для конструкций в условиях химически агрессивных сред.

Прочность. Древесина относится к материалам средней прочности, однако, ее относительная прочность с учетом малой плотности позволяет сравнивать ее со сталью.

Древесина является анизотропным материалом, поэтому ее прочность зависит от направления действия усилий по отношению к волокнам. При действии усилий вдоль волокон, оболочки клеток работают в самых благоприятных условиях, и древесина показывает наибольшую прочность.

Средний предел прочности древесины сосны без пороков вдоль волокон составляет:

При растяжении – 100 МПа.

При изгибе – 80 МПа.

При сжатии – 44 МПа.

При растяжении, сжатии и скалывании поперек волокон эта величина не превосходит 6,5 МПа. Наличие пороков значительно (~ на 30%) снижает прочность древесины при сжатии и изгибе, а особенно (~ на 70%) при растяжении. Длительность действия нагрузки существенно влияет на прочность древесины. При неограниченно длительном нагружении ее прочность характеризуется пределом длительного сопротивления, который составляет только 0,5 предела прочности при стандартном нагружении. Наибольшую прочность, в 1,5 раза превышающую кратковременную, древесина показывает при кратчайших ударных и взрывных нагрузках. Вибрационные нагрузки, вызывающие переменные по знаку напряжения, снижают ее прочность.

Жесткость древесины (ее степень деформативности под действием нагрузки) существенно зависит от направления действия нагрузок по отношению к волокнам, их длительности и влажности древесины. Жесткость определяется модулем упругости E .

Характеристические и расчетные значения прочностных и упругих характеристик материалов

К основным характеристическим значениям показателей древесины, используемым при проектировании деревянных конструкций, относят:

а) для цельной древесины:

- характеристическое значение прочности при сжатии вдоль волокон $f_{c,0,k}$;
- характеристическое значение прочности при сжатии поперек волокон $f_{c,90,k}$;
- характеристическое значение прочности при изгибе $f_{m,k}$;
- характеристическое значение прочности при растяжении вдоль волокон $f_{t,0,k}$;

- характеристическое значение прочности при растяжении поперек волокон $f_{t,90,k}$;
- характеристическое значение прочности при сдвиге вдоль волокон $f_{v,k}$;
- 5 %-ный квантиль модуля упругости вдоль волокон $E_{0,05}$;
- среднее значение модуля упругости вдоль волокон E_{mean} ;
- 5 %-ный квантиль модуля сдвига $G_{0,05}$;
- среднее значение модуля сдвига G_{mean} ;
- характеристическое значение плотности ρ_k ;
- среднее значение плотности ρ_{mean} ;

б) для многослойной клееной древесины:

- характеристическое значение прочности при сжатии вдоль волокон $f_{c,0,g,k}$;
- характеристическое значение прочности при сжатии поперек волокон $f_{c,90,g,k}$;
- характеристическое значение прочности при изгибе $f_{m,g,k}$;
- характеристическое значение прочности при растяжении вдоль волокон $f_{t,0,g,k}$;
- характеристическое значение прочности при растяжении поперек волокон $f_{t,90,g,k}$;
- характеристическое значение прочности при сдвиге вдоль волокон $f_{v,g,k}$;
- 5 %-ный квантиль модуля упругости вдоль волокон $E_{0,g,05}$;
- среднее значение модуля упругости вдоль волокон $E_{0,g,mean}$;
- среднее значение модуля упругости поперек волокон $E_{90,g,mean}$;
- среднее значение модуля сдвига $G_{g,mean}$;
- характеристическое значение плотности $\rho_{g,k}$.

Характеристические значения определяют путем испытаний стандартных образцов и статистической обработки результатов в соответствии с требованиями СТБ EN 384 и СТБ EN 408 или принимают по таблицам, приведенным в СТБ EN 338 и СТБ EN 1194.

Расчетные значения прочностных и упругих характеристик цельной и клееной древесины

При проектировании деревянных конструкций в расчетах предельных состояний несущей способности следует использовать расчетные значения прочностных и упругих характеристик древесины, которые определяют в соответствии с требованиями ТКП EN 1995-1-1, ТКП 45-5.05-275-2012.

Определение расчетных значений прочностных и упругих характеристик для древесины, а также конструкций и материалов на ее основе следует осуществлять с учетом продолжительности воздействий и их сочетаний, а также температурно-влажностных условий эксплуатации — классов эксплуатации.

В зависимости от температурно-влажностных условий эксплуатации и влажности материала конструкции в соответствии с требованиями ТКП EN 1995-1-1 все сооружения подразделяют на три класса эксплуатации:

– класс эксплуатации 1: характеризуется содержанием влаги в материалах, соответствующим температуре 20 °С и относительной влажности окружающего воздуха исключительно в случаях превышения 65 % в течение нескольких недель в год. В данных условиях среднее содержание влаги в мягких породах древесины (сосна, ель, тополь), как правило, не должно превышать 12 %;

– класс эксплуатации 2: характеризуется содержанием влаги в материалах, соответствующим температуре 20 °С и относительной влажности окружающего воздуха исключительно в случаях превышения 85 % в течение нескольких недель в год. В данных условиях среднее содержание влаги в мягких породах древесины (сосна, ель, тополь), как правило, не должно превышать 20 %;

– класс эксплуатации 3: характеризуется климатическими условиями, приводящими к более высокому содержанию влаги, чем при классе эксплуатации 2.

Учет длительности воздействий и температурно-влажностных условий эксплуатации при определении расчетных значений прочностных характеристик древесины и материалов на ее основе осуществляют посредством коэффициента модификации k_{mod} . Значения коэффициента свойств материала γ_M и коэффициента модификации k_{mod} следует принимать из таблиц 4.1 и 4.2 соответственно.

Частные коэффициенты свойств материала γ_M и сопротивлений

Таблица 4.1

Основные сочетания	γ_M
Цельная древесина	1,30
Клееная древесина	1,25
LVL, фанера, OSB	1,20
ДСП	1,30
ДВП (твердые)	1,30
ДВП (средней плотности)	1,30
ДВП (мягкие)	1,30
MDF	1,30
Соединения	1,30
Металлические (зубчатые) пластины	1,25
Особые расчетные ситуации	1,00

Примечание — Приведенные данные могут быть уточнены при накоплении результатов испытаний материалов, выпускаемых предприятиями Республики Беларусь по соответствующим стандартам.

Значения коэффициента модификации k_{mod}

Таблица 4.2

Материал	Стандарт	Класс условий эксплуатации	Значение k_{mod} для класса длительности действия нагрузки					
			Постоянная	Длительная	Среднесрочная	Кратковременная	Мгновенная	
Цельная древесина	СТБ EN 14081-1	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90	
Клееная древесина	СТБ EN 14080	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90	
LVL	СТБ EN 14374 СТБ EN 14279	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90	
Фанера	СТБ EN 636	1	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
		2	0,60	0,70	0,80	0,90	1,10	
		3	0,50	0,55	0,65	0,70	0,90	
OSB:	СТБ EN 300	OSB/2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		OSB/3, OSB/4	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		OSB/3, OSB/4	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
ДСП:	СТБ EN 312	P4, P5	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		P5	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
		P6, P7	1	0,40	0,50	0,70	0,90	1,10
		P7	2	0,30	0,40	0,55	0,70	0,90
ДВП (плотные):	СТБ EN 622-2	НВ.LA, НВ.HLA1, НВ.HLA2	1	0,30	0,45	0,65	0,85	1,10
		НВ.HLA1, НВ.HLA2	2	0,20	0,30	0,45	0,60	0,80
ДВП (средней плотности):	СТБ EN 622-3	МВН.LA1, МВН.LA2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		МВН.HLS1, МВН.HLS2	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		МВН.HLS1, МВН.HLS2	2	—	—	—	0,45	0,80
МДФ:	СТБ EN 622-5	MDF.LA, MDF.HLS	1	0,20	0,40	0,60	0,80	1,10
		MDF.HLS	2	—	—	—	0,45	0,80

Примечание — Для материалов, выпускаемых по другим стандартам, значения k_{mod} должны быть определены отдельно.

Расчетные значения упругих характеристик для расчетов предельных состояний несущей способности определяют в соответствии с требованиями ТКП EN 1995-1-1.

Для предельных состояний эксплуатационной пригодности коэффициент k_{mod} не учитывают.

Тема 4.2. Расчет центрально растянутых, сжатых и изгибаемых элементов деревянных конструкций

Центрально-растянутый элемент — элемент, который подвержен осевому растяжению вдоль центральной оси $x-x$, совпадающей с направлением волокон древесины (рисунок 4.3). К элементам, подверженным осевому растяжению, можно отнести элементы решетки ферм, элементы связей, растянутые элементы каркасных стен и т. п.

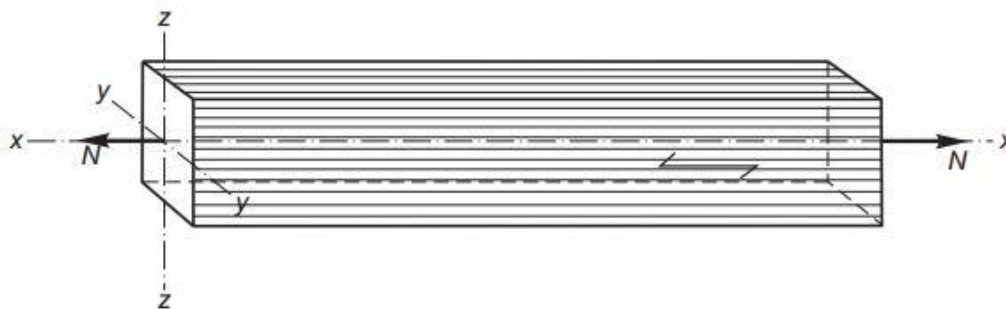


Рисунок 4.3 – Общий вид центрально-растянутого элемента

Растянутый элемент должен быть проверен в наиболее слабой точке, которой, как правило, является место соединения. После того, как соединения рассчитаны, элемент должен быть проверен с учетом фактической площади сечения нетто. В соответствии с требованиями ТКП EN 1995-1-1 эффект уменьшения площади сечения допускается не учитывать, если в соединении используют гвозди и шурупы диаметром не более 6 мм без предварительного просверливания отверстий. Вместе с тем, в соответствии с требованиями ТКП EN 1995-1-1, все отверстия в пределах расстояния половины минимального размера крепежного элемента, измеряемого вдоль волокон, следует рассматривать как относящиеся к данному сечению.

В соответствии с требованиями ТКП EN 1995-1-1 расчетное значение растягивающего напряжения в элементе должно быть меньше, чем расчетное значение прочности при растяжении:

$$\sigma_{t,0,d} \leq f_{t,0,d}$$

где $\sigma_{t,0,d}$ – расчетное напряжение растяжения вдоль волокон, определяемое по формуле

$$\sigma_{t,0,d} = \frac{N_d}{A_{net}}$$

здесь N_d – расчетное значение осевого усилия;

A_{net} – площадь нетто сечения с учетом ослаблений в соединении;

$f_{t,0,d}$ – расчетное значение прочности древесины при растяжении вдоль волокон.

Если на каждом конце элемента соединения разные, то следует рассмотреть конец с минимальной площадью сечения нетто.

Расчетное значение прочности древесины при растяжении вдоль волокон определяют из выражения

$$f_{t,0,d} = \frac{k_{mod}k_{sys}k_h f_{t,0,k}}{\gamma_m}$$

где k_{mod} – коэффициент модификации, значение которого принимают в соответствии с ТКП EN 1995;

k_{sys} – коэффициент прочности системы;

k_h – проправочный коэффициент, учитывающий эффект размера поперечного сечения элемента при растяжении;

$f_{t,0,k}$ – характеристическое значение прочности древесины или материала на ее основе при растяжении элемента вдоль волокон;

γ_m – частный коэффициент свойств материала.

Для определения значения коэффициента k_h следует использовать наибольший размер поперечного сечения элемента. Если рассчитывают элемент из LVL, то вместо коэффициента k_h следует использовать коэффициент k_l , который зависит от длины элемента.

Расчет центрально-сжатых элементов

К центрально-сжатым элементам относят элементы конструкций, в которых сжимающая нагрузка направлена вдоль центральной оси $x-x$ элемента, совпадающей с направлением волокон древесины (рисунок 4.4). Такие элементы используют в качестве колонн, стоек, элементов каркаса в стенах или раскосах стропильных ферм. Прочность элементов, подверженных осевому сжатию, зависит от следующих факторов:

- прочности на сжатие и модуля упругости древесины;
- размеров поперечного сечения и длины;
- условий закрепления;
- геометрических несовершенств (отклонений от номинальных размеров, начальной кривизны и т. п.);
- изменений характеристик материала, плотности, податливости узлов, влагосодержания.

В ТКП EN 1995-1-1 все эти факторы учитывают путем соблюдения соответствующих требований при выполнении расчетов элементов.

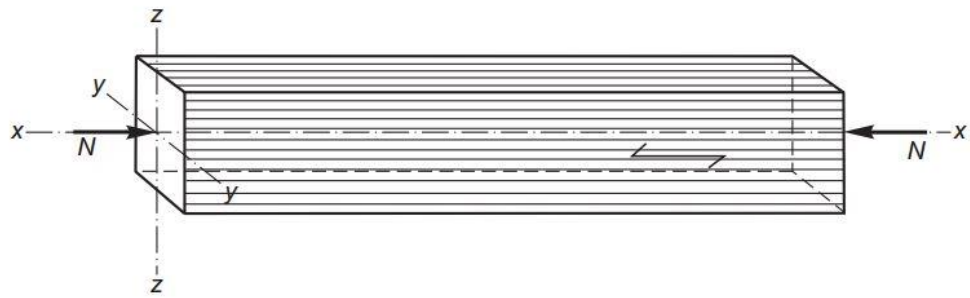


Рисунок 1.15.4 – Общий вид центрально-сжатого элемента

При осевом нагружении вследствие несовершенства геометрии элемента или изменений его свойств, а также комбинации обоих факторов значение гибкости элемента λ возрастает с увеличением перемещения в поперечном направлении, что в конечном счете приводит к разрушению в результате потери устойчивости, как показано на рисунке 4.5

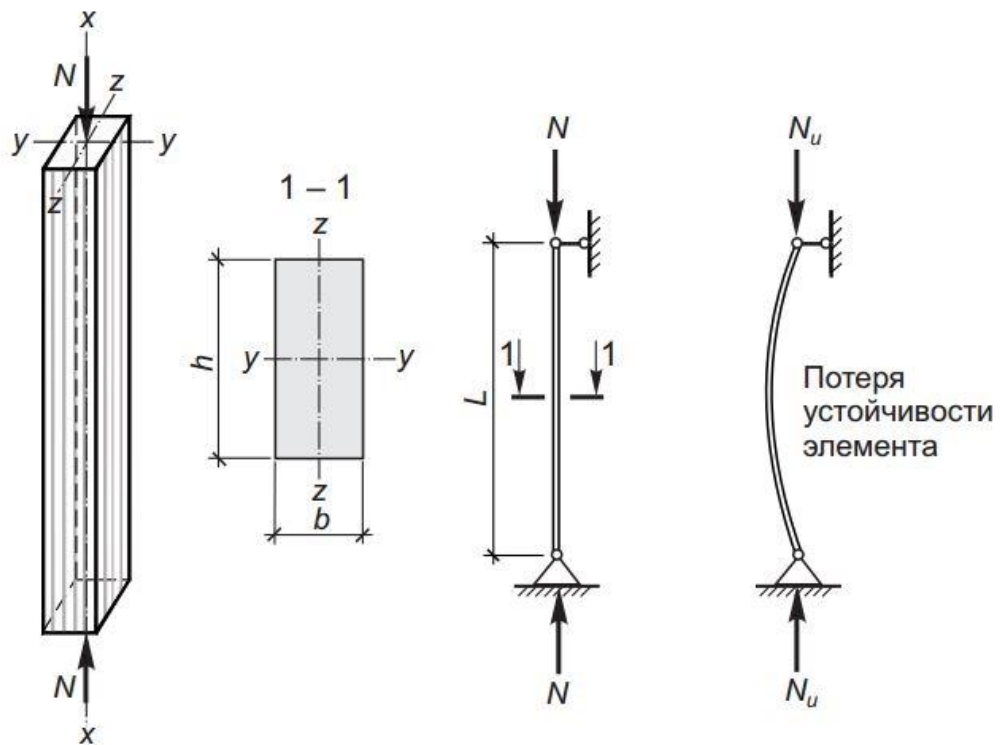


Рис. 4.5. Сжатие элемента

Гибкость элемента следует определять по формуле

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

где L_e — расчетная длина элемента;
 i — радиус инерции относительно оси.

При расчете сжатых элементов необходимо использовать значение гибкости λ_y относительно оси y-y и λ_z относительно оси z-z.

Потеря устойчивости элемента произойдет относительно оси с наибольшим значением гибкости. Расчетную длину L_e элемента, зависящую от схемы закрепления концов и распределения нагрузки по его длине, определяют из выражения

$$L_e = \mu_0 L$$

где μ_0 – коэффициент, учитывающий условия закрепления;
 L – общая длина элемента.

Для случая нагружения продольными силами по концам элемента:

$\mu_0 = 1$ — при шарнирно-закрепленных концах, а также при шарнирном закреплении в промежуточных точках элемента;

$\mu_0 = 0,8$ — при одном шарнирно-закрепленном и другом защемленном конце;

$\mu_0 = 2,2$ — при одном защемленном и другом свободном конце;

$\mu_0 = 0,65$ — при обоих защемленных концах.

Для случая равномерно распределенной по длине элемента продольной нагрузки:

$\mu_0 = 0,73$ — при обоих шарнирно-закрепленных концах;

$\mu_0 = 1,2$ — при одном защемленном и другом свободном конце.

Для идеализированного прямого элемента общей длиной L , имеющего однородные свойства и шарнирно-закрепленного по обоим концам, критическая сила, при которой произойдет потеря устойчивости относительно оси $y-y$ или $z-z$ в пределах упругой работы материала элемента, может быть определена по формуле

$$P_{E,y} = \frac{\pi^2 E_{0,05} A}{\lambda_y^2} \text{ или } P_{E,z} = \frac{\pi^2 E_{0,05} A}{\lambda_z^2}$$

где $P_{E,y(z)}$ – критическая сила относительно оси $y-y$ ($z-z$);
 $E_{0,05}$ – 5% квантиль модуля упругости материала элемента;
 A – площадь поперечного сечения элемента;
 $\lambda_{y(z)}$ – гибкость относительно оси $y-y$ ($z-z$).

Разделив соответствующую критическую силу на площадь поперечного сечения элемента A , получим критическую прочность элемента относительно осей $z-z$ и $y-y$ соответственно:

$$\sigma_{E,y} = \frac{\pi^2 E_{0,05}}{\lambda_y^2} \text{ или } \sigma_{E,z} = \frac{\pi^2 E_{0,05}}{\lambda_z^2}$$

В ТКП EN 1995-1-1 квадратный корень из отношения характеристической прочности на сжатие древесины вдоль волокон $f_{c,0,k}$ к его прочности при изгибе определяют как относительную гибкость λ_{rel} .

$$\lambda_{rel,y} = \frac{\lambda_y}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}} \text{ или } \lambda_{rel,z} = \frac{\lambda_z}{\pi} \cdot \sqrt{\frac{f_{c,0,k}}{E_{0,05}}}$$

где $\lambda_{rel,y}$ – относительная гибкость соответствующая изгибу относительно оси у-у (т.е. элемент будет отклоняться по оси z-z; см. рисунок 4.5);

$\lambda_{rel,z}$ – относительная гибкость соответствующая изгибу относительно оси z-z (т.е. элемент будет отклоняться по оси у-у; см. рисунок 4.5);

Для коротких массивных элементов с относительной гибкостью $\lambda_{rel,y} \leq 0,3$ и $\lambda_{rel,z} \leq 0,3$ расчет следует выполнять по формуле

$$\sigma_{c,0,d} \leq f_{c,0,d}$$

где $\sigma_{c,0,d}$ – расчетное значение напряжения сжатия вдоль волокон;

$f_{c,0,d}$ – расчетное значение прочности древесины при сжатии вдоль волокон, определяемое по формуле

$$f_{c,0,d} = \frac{k_{mod} k_{sys} f_{c,0,k}}{\gamma_M}$$

здесь k_{mod} – коэффициент модификации, значение которого принимают в соответствии с ТКП EN 1995, учитывающий длительность нагружения и условия эксплуатации;

k_{sys} – коэффициент прочности системы;

$f_{c,0,k}$ – характеристическое значение прочности при сжатии древесины или материала на ее основе вдоль волокон;

γ_M – частный коэффициент свойств материала.

Для сжатых элементов с относительной гибкостью $\lambda_{rel,y} > 0,3$ и/или $\lambda_{rel,z} > 0,3$ в соответствии с требованиями ТКП EN 1995-1-1 (6.3.2) должны выполняться следующие условия:

– при $\lambda_{rel,y} > 0,3$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,y} f_{c,0,d}} \leq 1$$

– при $\lambda_{rel,z} > 0,3$

$$\frac{\sigma_{c,0,d}}{k_{c,z} f_{c,0,d}} \leq 1$$

то есть

$$\sigma_{c,0,d} \leq k_{c,y} f_{c,0,d}$$

$$\sigma_{c,0,d} \leq k_{c,z} f_{c,0,d}$$

где

$$k_{c,y} = \frac{1}{k_y + \sqrt{k_y^2 - \lambda_{rel,y}^2}}$$

$$k_{c,z} = \frac{1}{k_z + \sqrt{k_z^2 - \lambda_{rel,z}^2}}$$

Здесь

$$k_y = 0,5 \cdot \left(1 + \beta_c (\lambda_{rel,y} - 0,3) + \lambda_{rel,y}^2 \right),$$

$$k_z = 0,5 \cdot \left(1 + \beta_c (\lambda_{rel,z} - 0,3) + \lambda_{rel,z}^2 \right),$$

где β_c – коэффициент, который для элементов сплошного поперечного сечения, изготовленных из древесины, составляет 0,2 при условии, что отклонение от прямолинейности, измеряемое посередине длины элемента, менее или равно $L/300$. Для элементов из многослойной клееной древесины и LVL $\beta_c = 0,1$ при условии, что отклонение от прямолинейности, измеряемое посередине длины элемента, менее или равно $L/500$.

Расчет изгибаемых элементов

Для изгибаемых элементов расчет по предельным состояниям несущей способности должен состоять из проверки сохранения статического равновесия при скольжении или отрыве элемента и проверки условия прочности при изгибе, сдвиге и смятии, а расчет по предельным состояниям эксплуатационной пригодности — из проверки условия перемещений и колебаний.

Допустимые отклонения от прямолинейного положения изгибаемых элементов должны соответствовать требованиям, приведенным в ТКП EN 1995-1-1.

Для изгибаемых элементов (балок) напряжение смятия под опорными поверхностями необходимо определять в соответствии с требованиями ТКП EN 1995-1-1. Длину опорной площадки следует рассчитывать из условия смятия древесины поперек волокон. Расчетный пролет балки принимают равным пролету в свету плюс половина длины опорной площадки на каждом конце. Для сплошных деревянных балок, балок перекрытия и составных балок покрытия расчетным пролетом является расстояние в свету, увеличенное на 50 мм, а для составных балок пролетами до 12 м — расстояние в свету, увеличенное на 100 мм.

При проверке предельных состояний несущей способности и эксплуатационной пригодности необходимо проверять каждый расчетный эффект, используя максимальное по значению сочетание воздействий. В случае предельного состояния несущей способности наибольшие значения будут получены при основных сочетаниях воздействий.

В случае необходимости учета особых расчетных ситуаций следует использовать сочетания воздействий, приведенные в ТКП EN 1990.

При расчете по прочности необходимо рассмотреть все ситуации с учетом коэффициента k_{mod} . В случае, когда сочетание воздействий включает воздействия различных классов длительности действия, коэффициент k_{mod} , соответствующий воздействию с наименьшей длительностью, относят к характеристикам прочности. При рассмотрении состояний равновесия k_{mod} не используют.

Для изгибаемого элемента, обеспеченного от потери устойчивости плоской формы деформирования, т. е. если уменьшения прочности вследствие потери устойчивости в поперечном направлении не происходит, расчетная прочность будет определяться прочностью материала при изгибе. Потеря устойчивости элемента, изгибаемого относительно оси u - u (рисунки 4.6 и 4.7),

произойдет в случае, если его сжатая зона не полностью раскреплена от поперечного смещения и относительная гибкость при изгибе по отношению к этой оси $\lambda_{rel,m} > 0,75$.

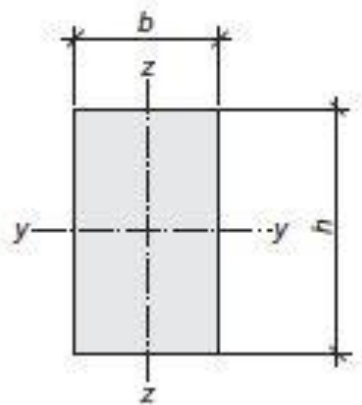


Рисунок 4.6 – Прямоугольное поперечное сечение изгибаемого элемента

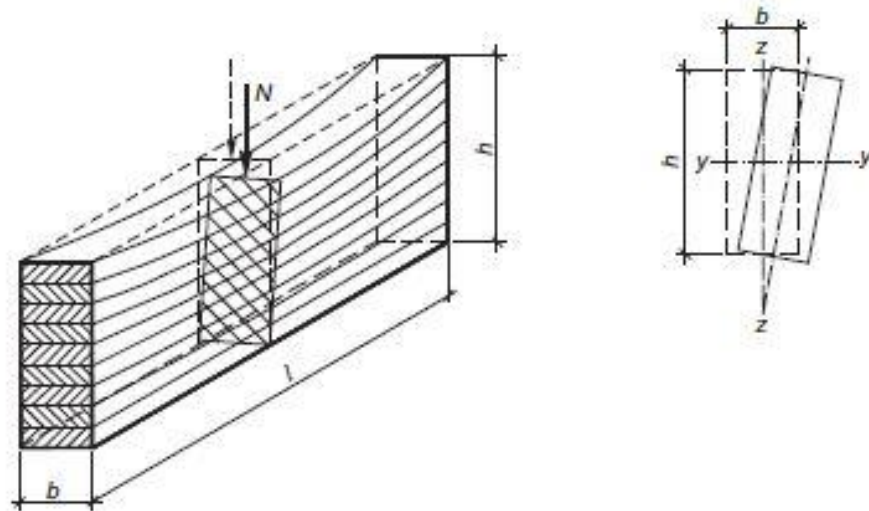


Рисунок 4.7 – Общий вид потери устойчивости плоской формы деформирования

Для элемента, изгибаемого только относительно оси $y-y$, с относительной гибкостью по отношению к этой оси $\lambda_{rel,m} \leq 0,75$ должно соблюдаться следующее условие:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} \leq 1,$$

где $\sigma_{m,y,d}$ – расчетное напряжение изгиба относительно оси $y-y$;
 $f_{m,y,d}$ – расчетное значение прочности изгиба относительно оси $y-y$;

Для элемента, изгибаемого только относительно оси $z-z$, при обеспечении его устойчивости в поперечном направлении, должно соблюдаться следующее условие:

$$\frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,$$

где $\sigma_{m,z,d}$ – расчетное напряжение изгиба относительно оси $y-y$;

$f_{m,z,d}$ – расчетное значение прочности изгиба относительно оси y - y ;

Если элемент подвержен косому изгибу (изгиб относительно двух осей), а относительная гибкость относительно оси y - y $\lambda_{rel,m} \leq 0,75$, расчетные условия должны соответствовать выражениям:

$$\frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + k_m \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,$$

$$k_m \frac{\sigma_{m,y,d}}{f_{m,y,d}} + \frac{\sigma_{m,z,d}}{f_{m,z,d}} \leq 1,$$

где k_m — поправочный коэффициент, который учитывает перераспределение напряжений в элементе в нелинейной области деформирования, а также эффект изменения свойств материала. Согласно ТКП EN 1995-1-1 (6.1.6(2)) k_m составляет:

0,7 — для элементов прямоугольного поперечного сечения из цельной, многослойной клееной древесины и LVL;

1,0 — для других поперечных сечений;

1,0 — для других конструкционных материалов на основе древесины любых поперечных сечений.

Для прямоугольного поперечного сечения шириной b и высотой h расчетные напряжения изгиба относительно главной y - y и второстепенной z - z осей определяются из выражений:

$$\sigma_{m,y,d} = \frac{M_{y,d}}{W_y},$$

$$\sigma_{m,z,d} = \frac{M_{z,d}}{W_z},$$

где $M_{y,d}$ и $M_{z,d}$ — расчетные изгибающие моменты относительно главной y - y и второстепенной z - z осей соответственно;

W_y и W_z — моменты сопротивления относительно главной y - y и второстепенной z - z осей соответственно. $W_{y/z} = \frac{bh^2}{6}$.

Расчетное значение прочности материала элемента при его изгибе определяют из выражения

$$f_{m,y/z,d} = \frac{k_{mod} k_{sys} k_h f_{m,k}}{\gamma_M},$$

где k_{mod} — коэффициент модификации, учитывающий длительность нагрузки и влажность материала;

k_{sys} — коэффициент прочности системы, учитывающий характер распределения нагрузки;

k_h — поправочный коэффициент, учитывающий эффект размера элемента. Данный эффект относится только к элементам из цельной и клееной древесины, а также из LVL. Для расчета с использованием конструкционных материалов на основе древесины $k_h = 1,0$. Учитывая, что k_h зависит от размера элемента в направлении изгиба, его значение при изгибе относительно оси $y-y$ может отличаться от значения относительно оси $z-z$;

$f_{m,k}$ — характеристическое значение прочности при изгибе деревянного элемента. Для материалов на основе древесины принимают характеристическую прочность при изгибе относительно оси изгиба;

γ_M — частный коэффициент свойств материала.

Для сечений с одинаковыми моментами сопротивления относительно осей $y-y$ и $z-z$ (квадратных или круглых) потери устойчивости в поперечном направлении не происходит. При использовании круглого сечения момент

сопротивления будет равен $\frac{\pi d^2}{32}$ (d — диаметр сечения элемента).

Для элемента, изгибаемого только относительно главной оси $y-y$, с относительной гибкостью $\lambda_{rel,m} > 0,75$ должно соблюдаться следующее условие (расчет на устойчивость плоской формы деформирования):

$$\sigma_{m,d} \leq k_{crit} f_{m,y,d},$$

где $\sigma_{m,d}$ — расчетное напряжение изгиба элемента;

k_{crit} — коэффициент, учитывающий понижение прочности при изгибе вследствие поперечного кручения с изгибом;

$f_{m,y,d}$ — расчетное значение прочности материала элемента при изгибе.

Если в изгибаемых элементах (балках) могут возникнуть случаи потери устойчивости в поперечном направлении (потеря устойчивости плоской формы деформирования), то максимальные начальные отклонения в середине пролета, допускаемые в ТКП EN 1995-1-1 (раздел 10), должны быть не более: $l/300$ — для элементов сплошного поперечного сечения из цельной древесины.

где l — длина изгибаемого элемента, мм;

$l/500$ — для элементов сплошного поперечного сечения из LVL и клееной древесины.

При соблюдении данных условий значение коэффициента k_{crit} определяется из выражения

$$k_{crit} = \begin{cases} 1 & \text{для } \lambda_{rel,m} \leq 0,75 \\ \text{от } 1,56 \text{ до } 0,75 \lambda_{rel,m} & \text{для } 0,75 \leq \lambda_{rel,m} \leq 1,4 \\ \frac{1}{\lambda_{rel,m}^2} & \text{для } \lambda_{rel,m} > 1,4 \end{cases}$$

Относительную гибкость изгибаемого элемента $\lambda_{rel,m}$ определяют по формуле

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{f_{m,k}}{\sigma_{m,crit}}},$$

где $\sigma_{m,crit}$ — критическое напряжение изгиба (прочность при продольном изгибе).

Критическое напряжение изгиба следует определять по формуле

$$\sigma_{m,crit} = \frac{M_{y,crit}}{W_y} = \frac{\pi \sqrt{E_{0,05} I_z G_{0,05} I_{tor}}}{I_{ef} W_y},$$

где $M_{y,crit}$ — упругий критический момент;

W_y — момент сопротивления поперечного сечения относительно оси у-у (см. рисунок 4.7);

$E_{0,05}$ — 5 %-ный квантиль модуля упругости вдоль волокон;

I_z — момент инерции поперечного сечения относительно оси z-z (см. рисунок 1.15.7);

$G_{0,05}$ — 5 %-ный квантиль модуля сдвига вдоль волокон;

I_{tor} — момент инерции сечения при кручении;

l_{ef} — эффективная (приведенная) длина пролета изгибаемого элемента, зависящая от условий опирания и вида нагрузки; принимают из таблицы 4.3.

Изгибающий момент $M_{y,crit}$ зависит от вида нагрузки, прилагаемой к изгибаемому элементу, его длины и условий закрепления, места приложения нагрузки на элемент относительно его центра тяжести, модуля сдвига и модуля упругости материала элемента, а также размеров поперечного сечения. При расчете изгибаемых элементов (балок) сплошного прямоугольного сечения из мягких пород древесины с учетом эффективной (приведенной) длины может быть записана следующим образом:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78b^2}{hl_{ef}} \cdot E_{0,05},$$

$$\sigma_{m,crit} = \frac{0,78b^2}{hl_{ef}} \cdot E_{0,05},$$

При расчете элементов прямоугольного сечения, изготовленных из твердых пород древесины, LVL или многослойной клееной древесины, можно записать:

$$\sigma_{m,crit} = \frac{\pi b^2}{hl_{ef}} \sqrt{E_{0,05} G_{0,05} \left(1 - 0,63 \cdot \frac{b}{h}\right)},$$

Отношение эффективной длины к расчетному пролету
изгибаемого элемента (балки)

Таблица 4.3

Условия закрепления изгибаемого элемента	Вид нагрузки	$\frac{l_{ef}}{l}$	
		по ТКП EN 1995-1-1	Другие случаи
Свободное опирание	Постоянный момент	1,0	—
	Равномерно распределенная нагрузка	0,9	—
	Сосредоточенная нагрузка в середине	0,8	—
	пролета		
	Сосредоточенные нагрузки на $\frac{1}{4}$ и $\frac{3}{4}$	—	0,96
	пролета		
	Момент M на одном конце и $M/2$ в об-	—	0,76
	ратном направлении на дру- гом конце		
	Момент M на одном конце и его отсут-	—	0,53
ствие на другом			
Полное закрепление на обеих опорах	Равномерно распределенная нагрузка	—	0,78
	Сосредоточенная нагрузка в середине	—	0,64
	пролета		
Свободное опирание и закрепление от по- перечного перемещения при кручении в середине пролета	Сосредоточенная нагрузка в середине пролета	—	0,28
Консоль**	Равномерно распределенная нагрузка	0,5	—
	Сосредоточенная нагрузка на свобод-	0,8	—
	ном конце		
<p>* Отношение эффективной длины l_{ef} к расчетному пролету l справедливо для балок, нагруженных в центре тяжести. Если нагрузка приложена к сжатой поверхности балки, l_{ef} следует увеличить на $2h$ (где h — высота балки), а при нагружении по растянутой стороне балки — уменьшить на $0,5h$.</p> <p>** Один конец консоли закреплен в поперечном направлении от кручения и от поворота в плоскости, а второй конец — свободен и может перемещаться в поперечном направлении и поворачиваться.</p>			

Расчетное значение прочности при изгибе $f_{m,d}$, вычисляют с использованием характеристического значения прочности при изгибе. Следовательно, при изгибе относительно оси у-у пониженное расчетное значение прочности может быть определено следующим образом:

$$k_{crit} f_{m,y,d} = \frac{k_{mod} k_{sys} k_h}{\gamma_M} \cdot \left(k_{crit} f_{m,k} \right),$$

Если относительная гибкость $\lambda_{rel,m}$ известна, то значение произведения k_{crit} на $f_{m,d}$ может быть получено расчетным путем.

Для уменьшения относительной гибкости, т. е. повышения поперечной устойчивости изгибаемого элемента (балки) следует применять поперечное раскрепление балки в точках, расположенных вдоль ее длины. Для таких ситуаций эффективная длина соответствует расстоянию между соседними точками раскрепления. Если балка в поперечном направлении раскреплена по всей ее длине в сжатой зоне и закреплена по высоте сечения (например, сплошная деревянная распорка), то $k_{crit} = 1$. Поперечное раскрепление должно обеспечивать достаточную прочность и гибкость балки.

Тема 4.3. Соединения элементов деревянных конструкций

Размеры лесоматериалов (длина и сечения) ограничены, поэтому отдельно они могут быть применены только в виде стоек и балок невысокой несущей способности. Для создания большинства строительных конструкций деревянные элементы должны быть прочно и надежно соединены между собой. При помощи соединений ряд элементов соединяется по длине – сращивается, по ширине – сплачивается, связывается под углом узлами и прикрепляется к опорам – анкеруется.

Соединения являются наиболее ответственными деталями деревянных конструкций. При изготовлении многих соединений в элементах конструкций делают отверстия и врезки, ослабляющие их сечения и повышающие их деформативность. Разрушение деревянных конструкций начинается в большинстве случаев в соединениях. Деформативностью соединений объясняются повышенные прогибы деревянных конструкций. Таким образом, от правильного решения, расчета и изготовления соединений зависят прочность и деформативность конструкции в целом.

Анизотропия строения, малая прочность древесины при скалывании, растяжении поперек волокон и смятии являются причиной большой сложности и многообразия соединений конструкций из дерева.

Наиболее просто и надежно решаются конструкции соединений сжатых деревянных элементов, в которых усилия передаются непосредственно от элемента, к элементу и не требуется специальных рабочих связей. Более сложно решаются соединения изгибаемых элементов, в которых для передачи усилий требуются рабочие связи.

Наиболее сложно решаются соединения растянутых элементов. В них имеется опасность хрупкого разрушения древесины по ослабленным сечениям, а также в результате скалывания и растяжения поперек волокон. Применение в соединениях растянутых элементов податливо работающих связей уменьшает опасность их хрупкого разрушения. Сложность соединения растянутых деревянных элементов приводит их в ряде конструкций к замене металлическими.

По характеру работы все основные соединения деревянных конструкций могут быть разделены на следующие группы:

а) соединения без специальных связей, требующих расчета, — упоры и врубки;

б) соединения со связями, работающими на сжатие, — шпонками и колодками;

в) соединения со связями, работающими на изгиб, — нагелями-болтами, штырями, гвоздями, винтами, деревянными пластинками и штырями;

г) соединения со связями, работающими на растяжение, — болтами, гвоздями, винтами и хомутами;

д) соединения со связями, работающими на сдвиг, — клеевыми швами.

В связи с тем, что одни и те же связи входят в разные группы, удобно изучать соединения деревянных конструкций в следующем порядке: соединения без специальных связей, с деревянными связями, с металлическими связями, с клеевыми связями.

Клеевые соединения, наиболее прогрессивные и технологичные, являются основными соединениями элементов при заводском изготовлении деревянных конструкций. Соединения, не требующие специальных связей (упоры и врубки), применяются главным образом при построечном, изготовлении деревянных конструкций. Металлические соединения являются универсальными и широко используются при обоих основных методах изготовления деревянных конструкций. Соединения с деревянными связями являются устаревшими типами соединений, требующими значительных затрат ручного труда. Они применяются редко и только при построечном изготовлении деревянных конструкций.

Все соединения деревянных конструкций являются податливыми, за исключением клеевых. Деформации в них образуются в результате неплотностей, возникающих при изготовлении, от усушки и смятия древесины, особенно поперек волокон и изгиба связей. Величина этих деформаций при длительном действии расчетных нагрузок в соединениях, где древесина работает поперек волокон, принимается равной 3 мм, а во всех других случаях — 1,5 - 2 мм.

В большинстве соединений деревянных конструкций, кроме клеевых, в результате действия сжимающих усилий или начального обжима, например, при постановке болтов, возникают между соединяемыми элементами силы трения, которые уменьшают усилия в связях. Однако эти силы в результате возможной знакопеременности усилий, усушки древесины и ослабления начальных натяжений связей могут снизиться до нуля и поэтому расчетом не учитываются. Они учитываются только при кратковременном действии сжатия с коэффициентами трения пласти по пласти 0,2, торца по пласти 0,3 и когда они вызывают дополнительные напряжения с коэффициентом трения 0,6.

Соединения элементов, в которых действуют незначительные усилия или усилия передаются непосредственно от одного элемента к другому, не требуют специальных связей, подлежащих расчету. К таким соединениям относятся конструктивные врубки, лобовые упоры и лобовые врубки.

Конструктивные врубки (рис. 4.8) являются соединениями, в которых возникают усилия намного меньше их несущей способности, и они не нуждаются в расчете. В деревянных конструкциях наибольшее применение находят конструктивные соединения в четверть, в шпунт, в полдерева и косої прируб.

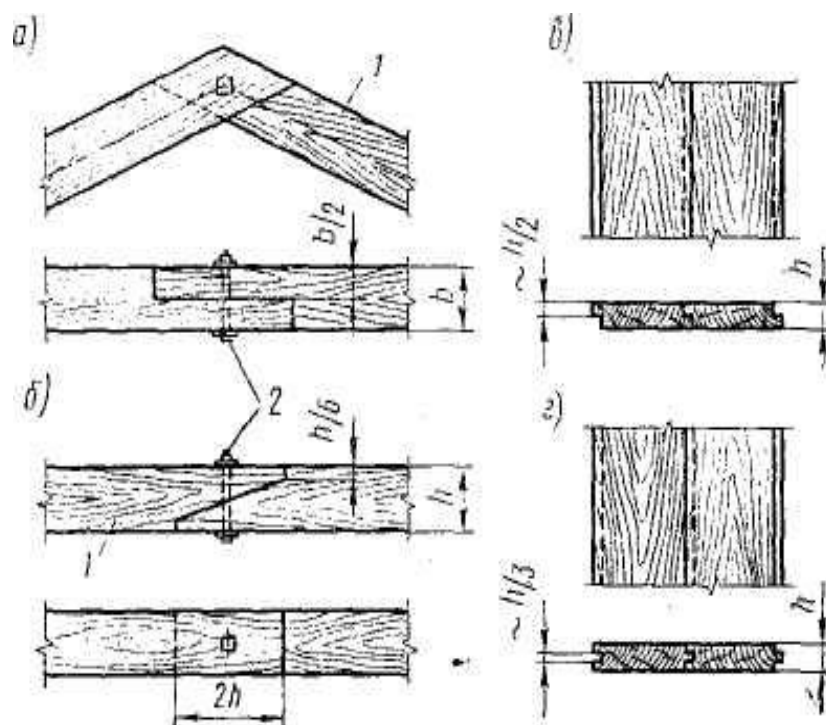


Рисунок 4.8 – Конструктивные врубки: а - врубка в полдерева; б - косой прируб; в - соединения в четверть; г - соединения в шпунт; 1 - соединяемые элементы; 2 - стяжные болты.

Соединение в четверть представляет собой сплачивание досок кромками по ширине, для чего в них вырезаются односторонние пазы глубиной, несколько большей половины толщины, в которые входят образовавшиеся выступы кромок соседних досок. Обшивки стен из досок, соединенных в четверть, препятствуют продуванию стен и проникновению атмосферных осадков. Сосредоточенные нагрузки в таких обшивках распределяются на две соседние доски.

Соединение в шпунт представляет собой сплачивания досок или брусьев кромками, в одной из которых вырезаны двусторонние пазы, в другой - *один средний паз* (шпунт), в который входит образовавшийся выступ (гребень) соседней доски. Настилы из досок, соединены в шпунт, препятствуют просыпанию засыпок, и сосредоточенные нагрузки на них распределяются на ряд соседних досок.

Врубка в полдерева представляет собой соединение концов брусьев или бревен с врезками до половины толщины под углом в одной плоскости, стянутых конструктивным болтом. Так соединяются, например, концы стропильных ног в коньке крыш.

Косой прируб представляет собой продольное сращивание брусьев или бревен концами, в которых сделаны односторонние наклонные врезки длиной, равной удвоенной высоте сечения, с торцами, равными 0,15 высоты сечения. Косые прирубы стягиваются конструктивными болтами и применяются для соединения прогонов и балок по длине.

Лобовые упоры (рис. 4.9) являются наиболее простыми и надежными соединениями, применяемыми в большинстве видов деревянных конструкций для крепления сжатых стержней. Они работают и рассчитываются на смятие, возникающее в них от действия сжимающих усилий. На растяжение они

работать не могут. Лобовые упоры бывают продольными, поперечными и наклонными.

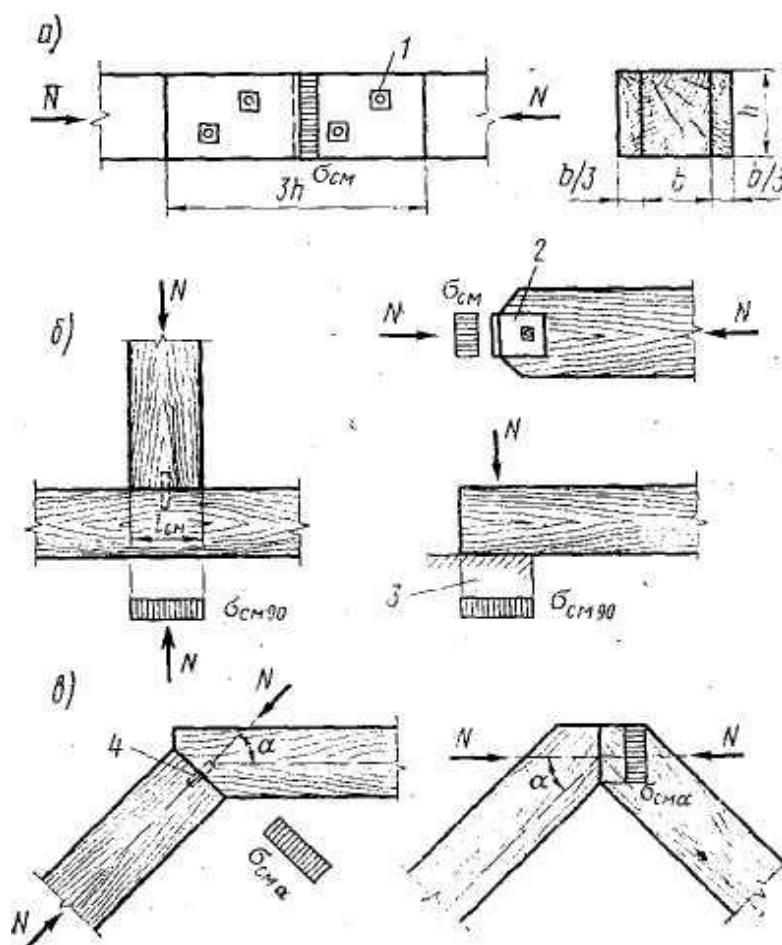


Рисунок 4.9 – Лобовые упоры: а - продольные; б - поперечные; в - наклонные; 1 – стяжной болт; 2 – узловое крепление; 3 – опора; 4 – штырь

Продольный лобовой упор - это соединение обрезанного под прямым углом конца сжатого стержня с опорой, диафрагмой узла или торца другого такого же стержня в сжатом стыке. В стыке упор перекрывается конструктивно двусторонними накладками толщиной не менее $\frac{1}{3}$ толщины стержней и длиной не менее трех высот сечений на болтах. В продольном лобовом упоре древесина работает на смятие вдоль волокон и имеет наиболее высокое расчетное сопротивление. В большинстве случаев напряжения смятия достигают значительной величины и требуют проверки расчетом только в упорах, где на смятие работает только часть площади торца.

Поперечный лобовой упор - это соединение двух стержней под прямым углом, когда торец сжатого стержня упирается в пласт другого и закрепляется конструктивными накладками на болтах. Так, например, соединяются стойки с верхними и нижними элементами каркаса. В этом соединении древесина торца работает на смятие вдоль волокон, а древесина пласти - поперек волокон. Соединение рассчитывается только по меньшей прочности древесины при местном смятии поперек волокон.

Наклонный лобовой упор представляет собой соединение двух сжатых стержней под углом меньше прямого. При этом конец одного из них образует под прямым углом. Так, например, соединяются подкосы с ригелями в подкосных конструкциях. В этом соединении площадь, где смятие происходит под углом к волокнам древесины, имеет меньшее сопротивление смятию и должна быть проверена по несущей способности при общем смятии под углом.

Лобовая врубка с одним зубом является простым в изготовлении соединением двух стержней углом. Она применяется главным образом для соединения стержней малопролетных ферм и подкосных систем в узлах при их построечном изготовлении, причем один из врубаемый, должен быть обязательно сжат. Примером лобовой врубки является опорный узел треугольной брусчатой малопролетной фермы.

Лобовая врубка с двумя зубьями отличается тем, что сжатый стержень врубается в другой двумя зубьями, в результате чего во врубке образуется две площади смятия и скалывания. Эта врубка является более сложной, трудоемкой и требует повышенной точности изготовления для обеспечения совместной работы всех рабочих площадей. Такая врубка применяется в некоторых случаях для соединения стержней под углом 45° и более.

Соединения с деревянными связями являются трудоемкими и устаревшими соединениями построечного изготовления. Связями служат здесь небольшие деревянные вкладыши. Они плотно вставляются в соответствующие отверстия в соединяемых элементах - бревнах или брусках - и обеспечивают их совместную работу на изгиб, воспринимая сдвигающие усилия. Соединения бывают на шпонках, пластинках и штырях.

Соединения на шпонках выполняют при помощи брусков - шпонок или колодок, которые работают на смятие и скалывание и создают поперечный распор элементов, воспринимаемый болтами. Соединения на пластинках выполняют при помощи дубовых пластинок (пластинчатых нагелей), которые работают на изгиб и смятие древесины и не создают поперечного распора. Соединения на штырях выполняют при помощи дубовых штырей (дубовых нагелей), которые тоже работают на изгиб и смятие без поперечного распора.

Эти соединения применяются в некоторых временных деревянных конструкциях и гидротехническом строительстве.

Соединения со стальными связями

Соединения, в которых усилия отсутствуют или действуют растягивающие, сжимающие или сдвигающие силы, успешно решаются при помощи стальных связей. В число этих связей входят болты, стержни, гвозди, винты, когтевые шайбы, хомуты и некоторые другие связи. Стальные связи в зависимости от характера их работы могут входить в состав стяжных, растянутых или изгибаемых - нагельных соединений. Они являются наиболее универсальными и применяются как при заводском, так и построечном изготовлении деревянных конструкций. Наиболее распространенными стальными связями являются болты и гвозди.

Соединения со стяжными болтами служат для плотного соединения отдельных элементов при их поперечном сплачивании и в некоторых узлах конструкций. В них могут возникать лишь незначительные усилия, и расчет их не требуется. Сечения стяжных болтов устанавливаются по конструктивным соображениям. Диаметр болтов не должен быть меньше 12 мм и меньше $\frac{1}{20}$ общей толщины соединяемых элементов.

Шайбы стяжных болтов должны иметь ширину не менее 3,5 и толщину не менее 0,25 размера их диаметра. В первые годы эксплуатации стяжные болты нередко ослабевают и нуждаются в подтяжке.

Соединения с растянутыми болтами применяются при анкерном креплении деревянных конструкций к опорам, при подвеске к конструкциям перекрытий и оборудования и в узловых соединениях. Они воспринимают действующие в соединениях растягивающие усилия N .

Болт работает и рассчитывается на растяжение по площади сечения ослабленной нарезкой F .

Древесина под шайбами болта работает и рассчитывается на местное смятие. Расчетное сопротивление смятию под шайбами при углах смятия от 90 до 60° принимается с учетом малой площади смятия и значительного поддерживающего действия окружающих участков древесины. Шайбы болтов работают и рассчитываются на изгиб от реактивного давления сминаемой древесины как квадратные пластинки шириной b , опертые в центре на гайку болта.

Соединения с изгибаемыми болтами (рис. 4.10) относятся к классу нагельных, в которых связи, в данном случае болты, работают главным образом на изгиб без распора. Эти соединения широко применяются в стыках и узлах деревянных конструкций, препятствуя взаимным сдвигам соединяемых элементов, причем усилия в них могут быть знакопеременными. Шайбы этих болтов не воспринимают расчетных усилий и имеют те же размеры, что и стяжные болты. От продольных усилий, действующих в таком соединении, по площади контакта болта с отверстием в древесине соединяемых элементов возникают неравномерные по периметру и длине напряжения смятия, а также скалывания и растяжения поперек волокон между отверстиями. В результате реактивного давления древесины в болте возникают усилия изгиба и среза.

Расстановку болтов в соединении производят по правилам, исключаящим опасность преждевременного разрушения древесины элементов от скалывания и растяжения поперек волокон.

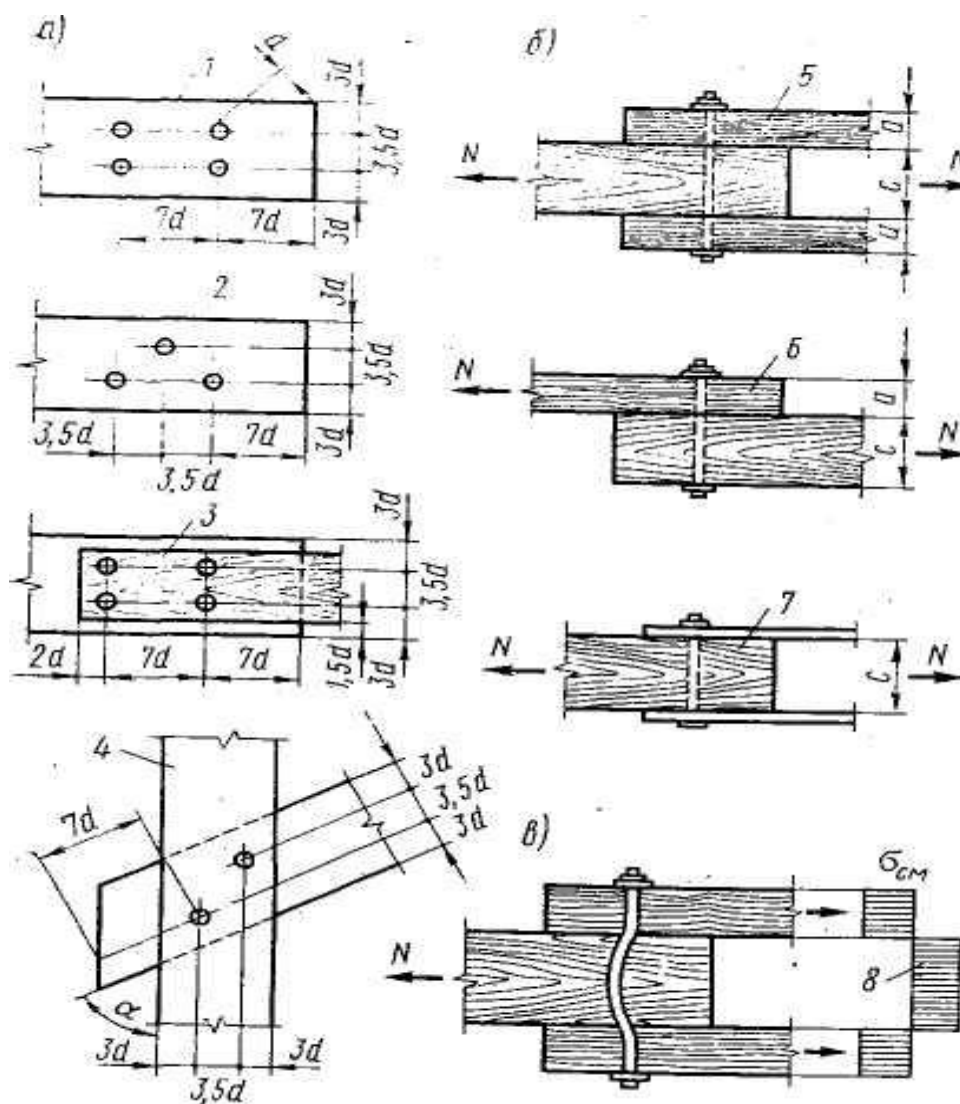


Рисунок 4.10 – Изгибаемые болты: *a* - схемы расстановки; *б* - расчетные схемы; *в* - схема работы; 1 - прямая расстановка; 2 - шахматная; 3 - в стальных накладках; 4 - в соединениях под углом; 5 - симметричная двухсрезовая схема; 6 - несимметричная односрезная; 7 - двухсрезная одноосная; 8 - эпюра напряжений смятия;

Болтовые соединения могут быть симметричными, когда продольные силы действуют вдоль одной оси, относительно которой симметрично расположены элементы, и несимметричными, когда оси элементов не совпадают и симметрия соединения отсутствует. Соединяемые элементы могут располагаться по одной оси вдоль волокон или под углом друг к другу.

Срезами в болтовых соединениях называются пересечения болтов с плоскостями сдвига между элементами, от числа которых прямо зависит несущая способность соединения. Однако напряжения среза в болтах незначительны и не определяют их несущей способности.

Например, наиболее распространенный болтовой стык растянутых стержней с двусторонними деревянными накладками является симметричным "двухсрезным соединением, а стык элементов, расположенных в разных плоскостях, без накладок, - несимметричным односрезным соединением.

Расчет болтового соединения производят по несущей способности в одном срезе болта по изгибу и древесины соединяемых элементов по смятию.

Несущая способность болтовых соединений была определена теоретически, причем болт считался балкой, лежащей на упругом основании - древесине соединяемых элементов.

Несущая способность одного среза болта зависит от размеров его диаметра d , толщины среднего элемента симметричных и более толстого или равного элемента несимметричных соединений s , толщины крайнего элемента симметричных и более тонкого элемента несимметричных соединений a и угла наклона волокон соединяемых элементов α .

Болтовые соединения со стальными накладками применяются в узлах конструкций. Накладки обычно делаются двусторонними из листовой стали. Расстояние от осей болтов до краев накладок должно быть не менее двух диаметров болтов вдоль и полутора - поперек усилия. Эти соединения на изгибаемых болтах являются симметричными и двусрезными.

Соединения с изгибаемыми стальными стержнями выполняются с применением арматурной стали класса S240 со снятыми фасками. Они тоже относятся к классу нагельных с цилиндрическими нагельями. Эти соединения работают и рассчитываются так же, как соединения с изгибаемыми болтами. Расставляются они по тем же правилам, что и болты. В болтовых соединениях с целью снижения их стоимости может быть заменено до 75% болтов стержнями. Короткие стержни в соединениях со стальными накладками вставляются в несквозные отверстия в древесине. Они работают и рассчитываются как односрезные, несимметричные изгибаемые соединения и называются глухими нагельями.

Подбор сечений болтов, и стержней производят из условия, чтобы сумма допускаемых расстояний между продольными осями и до кромок элемента, зависящих от их диаметра, не превышала высоты сечения элемента.

Гвоздевые соединения.

Соединения с конструктивными гвоздями применяются для крепления дощатых обшивок и настилов. Гвозди в них не несут существенных усилий и не рассчитываются.

Соединения с выдерживаемыми гвоздями относятся к классу соединений с растянутыми связями. Они применяются для крепления досок подшивок потолков, щитов перекрытий и опалубки. От действия нагрузок в этих соединениях возникают растягивающие усилия N , стремящиеся выдернуть гвозди из древесины элемента, к которому прибиты доски. Этому усилию сопротивляются силы трения между поверхностью гвоздей и окружающей древесиной.

Соединения с изгибаемыми гвоздями относятся к тому же классу нагельных соединений, что и изгибаемые болтовые соединения. Они применяются в стыках и узлах дощатых конструкций, препятствуя взаимным смещениям соединяемых элементов. Соединения с изгибаемыми гвоздями работают и рассчитываются аналогично соединениям с изгибаемыми болтами — гвозди работают на изгиб, а окружающая древесина — на смятие с некоторыми особенностями.

Гвозди имеют повышенное по сравнению с болтами сопротивление изгибу, поскольку их холоднотянутая проволока имеет более высокий предел текучести. Ввиду малой толщины и плотного защемления в древесине несущая способность гвоздевых соединений не зависит от угла действия усилий по отношению к направлениям волокон в соединениях под углом и коэффициент при расчете не учитывается. Если гвоздь пробивает все элементы соединения насквозь, расчетная толщина последнего элемента уменьшается на 1,5, учитывая опасность отщепления крайних волокон при выходе острия.

Соединения с когтевыми шайбами относятся к классу соединений на шайбах шпоночного типа. Они представляют собой стальные пластинки, в которых методом штамповки образованы многочисленные односторонние острия - когти. Шайбы забиваются или впрессовываются с двух сторон в древесину соединяемых элементов. Известны два основных типа когтевых шайб - Леннова и «ГЭНГ-НЕЙЛ». Шайбы Леннова имеют круглую форму и центральное отверстие для болта. При сборке конструкций элементы соединяются стальными накладками, прикрепляемыми к гайкам болтами. Шайбы «ГЭНГ-НЕЙЛ» имеют прямоугольную форму, впрессовываются одновременно в соединяемые элементы при сборке и не требуют стальных накладок и болтов. Острия шайб работают на изгиб, а окружающая древесина - на смятие. Несущую способность шайб определяют экспериментально.

Перечень контрольных вопросов по разделу 4.

1. Породы древесины. Достоинства и недостатки древесины.
2. Строение древесины. Сортамент, пороки и качество древесины.
3. Физико-механические свойства древесины.
4. Характеристические и расчетные значения прочностных и упругих характеристик материалов.
5. Расчет центрально растянутых элементов.
6. Расчет центрально сжатых элементов
7. Расчет изгибаемых элементов.
8. Соединение элементов деревянных конструкций. Общие положения.
9. Конструктивные врубки и лобовые упоры.
10. Соединения со стальными связями. Болтовые и гвоздевые соединения. Расстояние между болтами и до краев элементов.

Содержание практических занятий по разделу 4

Расчет деревянных конструкций в приведенных ниже примерах произведен в соответствии с положениями ТКП EN 1990, ТКП 1991, ТКП EN 1995, ТКП 45-5.04-275-2012.

Пример 4.1. Проверить предельное состояние несущей способности шарнирно-закрепленной по концам деревянной стойки длиной 4 м поперечным сечением 200×220 мм. Класс прочности древесины С20 в соответствии с СТБ EN 338. Класс условий эксплуатации — 1. Стойка воспринимает характеристическое постоянное сжимающее осевое воздействие 60 кН с учетом собственного веса и характеристическое переменное среднесрочное сжимающее осевое воздействие 110 кН (рисунок 4.11).

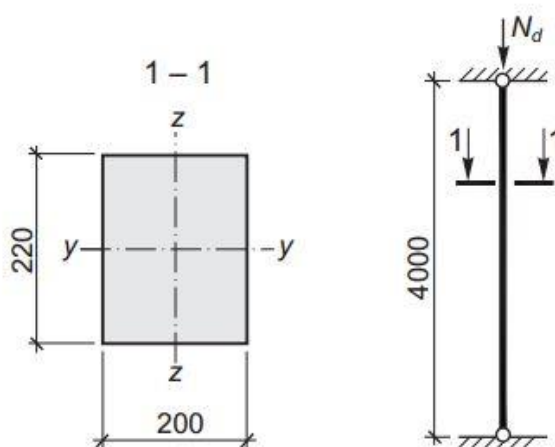


Рисунок 4.11 – Расчетная схема стойки

Для решения данной задачи используем следующий алгоритм.

А. Определение геометрических характеристик стойки

Длина $L = 4000$ мм.

Расчетная длина относительно оси y - y $L_{e,y} = 1,0L = 4000$ мм. Расчетная длина относительно оси z - z $L_{e,z} = 1,0L = 4000$ мм. Площадь поперечного сечения $A = bh = 44\,000$ мм².

Момент инерции сечения относительно оси y - y

$$I_y = \frac{bh^3}{12} = \frac{200 \cdot 220^3}{12} = 1,77 \cdot 10^8 \text{ мм}^4.$$

Радиус инерции сечения относительно оси y - y

$$i_y = \sqrt{\frac{I_y}{A}} = \sqrt{\frac{1,77 \cdot 10^8}{44000}} = 63,5 \text{ мм.}$$

Гибкость относительно оси y - y

$$\lambda_y = \frac{L_{e,y}}{i_y} = \frac{4400}{63,5} = 62,99.$$

Момент инерции сечения относительно оси z-z

$$\lambda_z = \frac{h^3}{12} = \frac{220 \cdot 200^3}{12} = 1,46 \cdot 10^8 \text{ мм}^4.$$

Радиус инерции сечения относительно оси z-z

$$i_z = \sqrt{\frac{l_z}{A}} = \sqrt{\frac{1,46 \cdot 10^8}{44000}} = 57,7 \text{ мм}.$$

Гибкость относительно оси z-z

$$\lambda_z = \frac{L_{e,z}}{i_z} = \frac{4400}{57,7} = 69,32.$$

Б. Определение характеристик древесины

В соответствии с СТБ EN 338 (таблица А.1 (приложение А)) для класса прочности С20 характеристическое значение прочности древесины при сжатии вдоль волокон $f_{c,0,k} = 19 \text{ Н/мм}^2$, значение 5 %-ного квантиля модуля упругости древесины при сжатии вдоль волокон $E_{0,05} = 6400 \text{ Н/мм}^2$.

В. Определение значений частных коэффициентов

В соответствии с ТКП EN 1990 (НП.1, таблица А.2 (В)) для предельных состояний ULS в случае постоянного воздействия $\gamma_G = 1,35$, переменного — $\gamma_Q = 1,5$.

В соответствии с таблицей 7.1 для древесины значение частного коэффициента свойств материала $\gamma_M = 1,30$.

Г. Определение расчетного сжимающего усилия в элементе

Характеристическое значение постоянного сжимающего усилия $G_k = 60 \text{ кН}$.

Характеристическое значение среднесрочного переменного сжимающего усилия $Q_k = 100 \text{ кН}$.

Значение расчетного сжимающего усилия от действия постоянного и переменного воздействий определяем на основании сочетания:

$$N_d = \gamma_G G_k + \gamma_Q Q_k = 1,35 \cdot 60 + 1,5 \cdot 110 = 246 \text{ кН}.$$

Д. Определение значений поправочных коэффициентов

Значение коэффициента k_{mod} для среднесрочного воздействия и условий эксплуатации класса 1 определяем по таблице 7.2: $k_{mod} = 0,80$.

Значение коэффициента прочности системы в данном случае не учитывают, т.е. $k_{sys} = 1$.

Е. Проверка прочности стойки при сжатии

Из условий ULS максимальное расчетное нагружение соответствует сочетанию постоянного и среднесрочного переменного воздействий.

Определяем расчетное напряжение сжатия по формуле (8.11):

$$\sigma_{c,0,d} = \frac{246000}{44000} = 5,59 \text{ Н/мм}^2.$$

Определяем расчетное значение прочности древесины при сжатии вдоль волокон по формуле (8.12):

$$f_{c,0,d} = \frac{0,80 \cdot 1,19}{1,30} = 11,7 \text{ Н/мм}^2.$$

Проверяем прочность сечения стойки из условия сопротивления продольному изгибу в соответствии с требованиями 8.2.4. По формуле (8.9) определяем относительную гибкость стойки относительно осей у-у и z-z:

$$\lambda_{rel,y} = \frac{62,99}{3,14} \sqrt{\frac{19}{6400}} = 1,09,$$

$$\lambda_{rel,z} = \frac{69,32}{3,14} \sqrt{\frac{19}{6400}} = 1,2.$$

Так как $\lambda_{rel,y} > 0,3$ и $\lambda_{rel,z} > 0,3$, то должны соблюдаться условия 8.2.4. Тогда:

—максимально значение относительной гибкости для стойки $\lambda_{rel,z} = 12$;

—коэффициент β_c для древесины согласно ТКП EN 1995-1-1 (формула(6.28)) равен 0,2.

Значение коэффициента k_z определяем по формуле (8.20):

$$k_z = 0,5 \cdot (1 + 0,2 \cdot (1,2 - 0,3) + 1,2^2) = 1,31.$$

Тогда коэффициент продольного изгиба определяем по формуле (8.18):

$$k_{c,z} = \frac{1}{1,31 + \sqrt{1,31^2 - 1,2^2}} = 0,54.$$

Из условия (8.14) определяем отношение расчетного значения напряжения к расчетному значению прочности от продольного изгиба стойки:

$$\frac{\sigma_{c,o,d}}{k_{c,z} f_{c,o,d}} = \frac{5,59}{0,54 \cdot 11,7} = 0,88 < 1.$$

Так как условие (8.14) соблюдено, то предельное состояние несущей способности стойки обеспечивается.

Примечание. Ссылочные формулы (8.9), (8.11), (8.12), (8.18), (8.20), требования и условия (8.2.4), (8.14) в вышеприведенном примере – из ТКП 45-5.05-275-2012.

Пример 4.2. Проверить предельное состояние несущей способности и эксплуатационной пригодности балки из цельной древесины для покрытия жилого дома. Расстояние между стенами в свету составляет 3,4 м. Балка поперечным сечением 100×220 мм в опорных зонах имеет подрезки глубиной 20 мм и длиной 150 мм (рисунок 4.12). Длина опорных площадок 90 мм. Балка в поперечном направлении по всей длине раскреплена настилом. Балка воспринимает следующие нагрузки: постоянную равномерно распределенную с характеристическим значением $G_{k,q1} = 1,94$ кН/м, равномерно распределенную среднесрочную (снеговую) нагрузку с характеристическим значением $Q_{k,g2} = 2,3$ кН/м и постоянную сосредоточенную в середине пролета с характеристическим значением $G_{k,p} = 0,8$ кН. Класс условий эксплуатации — 1. Класс прочности древесины С22 в соответствии с требованиями СТБ EN 338.

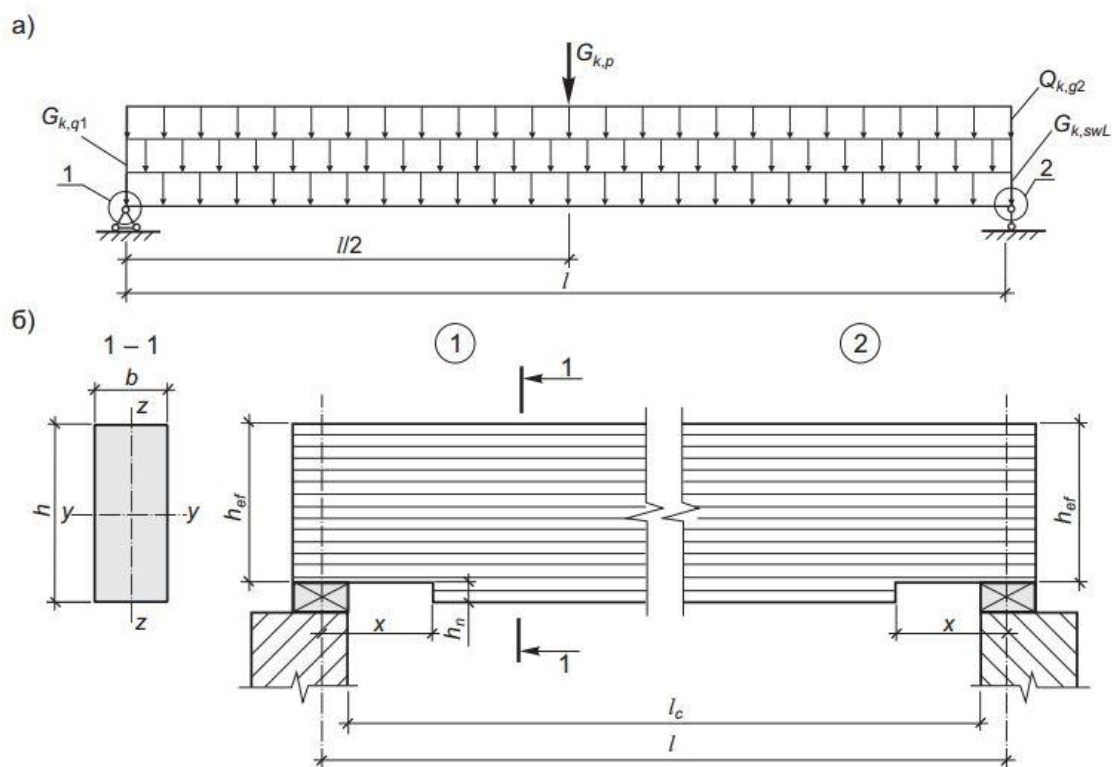


Рисунок 4.12 – Общий вид балки: а – расчетная схема балки; б – схема опорных узлов балки

Для решения данной задачи используем следующий алгоритм.

А. Определение геометрических характеристик балки

Ширина балки $b = 100$ мм. Высота сечения $h = 220$ мм. Пролет балки в свету

$l_c = 3,4$ м.

Длина опорных площадок балки $l_b = 90$ мм.

Расчетный пролет балки $l = l_c + l_b = 3,4 + 0,09 = 3,49$ м. Глубина подрезки балки на каждой опоре $h_n = 20$ мм. Угол скоса подрезки $i = 0$.

Высота балки на опорах $h_{ef} = h - h_n = 200$ мм. Отношение $a = h_{ef}/h = 200/220 = 0,91$.

Длина подрезки от оси опоры $x = 150$ мм.

Момент сопротивления сечения балки относительно оси $y-y$

$$W_y = \frac{bh^2}{6} = \frac{100 \cdot 220^2}{6} = 8,07 \cdot 10^5 \text{ мм}^3.$$

Б. Определение характеристик древесины

В соответствии с таблицей А.1 (приложение А) для древесины класса прочности С22 принимаем:

— характеристическое значение прочности при изгибе $f_{m,k} = 22$ Н/мм²;

— характеристическое значение прочности при сдвиге $f_{V,k} = 2,4$ Н/мм²;

— характеристическое значение прочности при смятии поперек волокон $f_{c,90,k} = 2,4$ Н/мм²;

— 5%-ный квантиль модуля упругости вдоль волокон $E_{0,05} = 6700$ Н/мм²;

— среднее значение модуля упругости вдоль волокон $E_{0,mean} = 10\,000$ Н/мм²;

- среднее значение модуля сдвига вдоль волокон $G_{0,mean} = 630 \text{ Н/мм}^2$;
- среднее значение плотности древесины балки $\rho_{mean} = 410 \text{ кг/м}^3$.

В. Определение значений частных коэффициентов

В соответствии с ТКП EN 1990 (НП.1, таблица А.2(В)) для предельных состояний USL в случае постоянного воздействия $\gamma_G = 1,35$, переменного — $\gamma_Q = 1,50$.

Значение частного коэффициента свойств материала для древесины балки принимаем по таблице 7.1: $\gamma_M = 1,3$.

Значение коэффициента ψ_2 для практически постоянного переменного воздействия принимаем по таблице 5.2: $\psi_2 = 0,3$.

Г. Определение расчетных значений воздействий

Характеристическое значение нагрузки от собственного веса балки составляет:

$$G_{k,swL} = bhq\rho_{mean} = 0,1 \cdot 0,22 \cdot 0,10 \cdot 410 = 0,09 \text{ кН/м.}$$

Расчетное значение нагрузки от собственного веса балки

$$F_{d,swL} = \gamma_{G,USL} G_{k,swL} = 1,35 \cdot 0,09 = 0,12 \text{ кН/м.}$$

Расчетное значение постоянного воздействия от сосредоточенной силы $G_{d,P} = 0,8 \text{ кН}$ составляет:

$$F_{d,P} = \gamma_G G_{k,P} = 1,35 \cdot 0,8 = 1,08 \text{ кН.}$$

Расчетное значение воздействия от постоянной равномерно распределенной нагрузки $G_{k,g1} = 1,94 \text{ кН/м}$ составляет:

$$F_{d,g1} = \gamma_G G_{k,g1} = 1,35 \cdot 1,94 = 2,62 \text{ кН/м.}$$

Расчетное значение воздействия от переменной равномерно распределенной нагрузки $Q_{k,g2} = 2,3 \text{ кН/м}$:

$$F_{d,g2} = \gamma_Q Q_{k,g2} = 1,5 \cdot 2,3 = 3,45 \text{ кН/м.}$$

Д. Определение значений поправочных коэффициентов

Для древесины значение коэффициента модификации k_{mod} в случае среднесрочного воздействия и класса эксплуатации 1 принимаем по таблице 7.2: $k_{mod} = 0,80$.

Поскольку высота поперечного сечения балки больше 150мм, то $k_n = 1$.

Так как балка по всей длине в поперечном направлении раскреплена настилом, то $k_{ork} = 1$.

Определяем значение коэффициента k_v , учитывающего снижение прочности древесины из-за концентрации напряжений в зоне подрезки, по формуле (8.45):

$$k_v = \frac{5 \cdot \frac{1+1,1 \cdot 0^{1,5}}{\sqrt{220}}}{\sqrt{220} \cdot \left[\sqrt{0,91 \cdot (1-0,91) + 0,8 \cdot \frac{150}{220} \sqrt{\left(\frac{1}{0,91}\right) - 0,91^2}} \right]} = 0,59.$$

Значение коэффициента $k_{c,90}$ определяют по ТКП EN 1995-1-1(6.1.5(2)). В данном случае $k_{c,90} = 1$.

Значение коэффициента деформации k_{def} для класса эксплуатации 1 при действии среднесрочного воздействия принимаем по ТКП EN 1995-1-1 (таблица 3.2). В данном случае $k_{def} = 0,80$.

Коэффициент прочности системы k_{sys} не учитывают, следовательно $k_{sys} = 1$.

Е. Проверка прочности балки от действия изгибающего момента

Предварительно определяем расчетное значение сочетания воздействий.

Наибольший расчетный эффект соответствует наибольшему значению расчетной нагрузки, разделенной на соответствующий k_{mod} в характеристической комбинации нагружения, которая может быть предусмотрена. Критическим сочетанием нагружения является комбинация расчетных нагрузок от: собственного веса балки + постоянного воздействия сосредоточенной силы + постоянного воздействия равномерно распределенной нагрузки + переменного воздействия равномерно распределенной нагрузки.

Определяем значение расчетного изгибающего момента в середине пролета балки:

$$M_d = \frac{G_{d,P}l}{4} + \frac{G_{d,sw}L^2}{8} + \frac{G_{d,g1}l^2}{8} + \frac{G_{d,g2}l^2}{8} = \frac{1,08 \cdot 3,49}{4} + \frac{0,12 \cdot 3,49^2}{8} + \frac{2,62 \cdot 3,49^2}{8} + \frac{3,45 \cdot 3,49^2}{8} = 10,36 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Определяем расчетное напряжение при изгибе балки по формуле (8.30): $\sigma_{m,y,d} = 10,36 / (8,07 \cdot 10^5) = 12,82 \text{ Н/мм}^2$.

Определяем расчетное значение прочности древесины при изгибе по формуле (8.32):

$$f_{m,y,d} = 0,8 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 22 / 1,3 = 13,54 \text{ Н/мм}^2.$$

Поскольку условие $\sigma_{m,y,d} < f_{m,y,d}$ выполняется, то прочность балки от действия изгибающего момента M_d обеспечивается.

Ж. Проверка прочности опорного сечения балки от действия расчетной сдвигающей силы V_d

Расчетную сдвигающую (поперечную) силу V_d , действующую в опорном сечении, определяем из сочетания воздействий:

$$V_d = \frac{G_{d,P}}{2} + G_{d,sw}L \cdot \frac{1}{2} + G_{d,g1} \cdot \frac{1}{2} + G_{d,g2} \cdot \frac{1}{2} = \frac{1,08}{2} + 0,12 \cdot \frac{3,49}{2} + 2,62 \cdot \frac{3,49}{2} + 3,45 \cdot \frac{3,49}{2} = 11,34 \text{ кН}.$$

Определяем напряжение сдвига τ_d в опорном сечении балки по формуле (8.44): $\tau_d = 1,5 \cdot \frac{11,34}{100 \cdot 200} = 0,85 \text{ Н/мм}^2$.

Определяем расчетные значения скалывающих напряжений сдвига в опорном сечении с учетом образования поверхностных трещин в соответствии с требованиями ТКП EN 1995-1-1(6.1.7(2)):

$$b_{ef} = k_{cr}b = 0,67 \cdot 100 = 67 \text{ мм}. \text{ Тогда } \tau_d' = 1,27 \text{ кН/мм}^2.$$

Определяем расчетное значение прочности древесины при сдвиге по формуле (8.42): $f_{v,d} = 0,8 \cdot 1 \cdot 2,4 / 1,3 = 1,48 \text{ Н/мм}^2$.

Поскольку условие (8.43) выполняется, т. е. $\tau_d' < f_{v,d}$ и $\tau_d < f_{v,d}$, то прочность балки от действия сдвигающей силы V_d в опорном сечении обеспечена.

3. Проверка прочности балки в зоне расположения подрезки

Проверку прочности балки в зоне расположения подрезки выполняем с использованием выражения (8.43). Расчетное значение прочности древесины при сдвиге в зоне расположения подрезки составляет:

$$f'_{v,d} = k_v f_{v,d} = 0,59 \cdot 1,48 = 0,87 \text{ Н / мм}^2.$$

Поскольку $\tau_d < f'_{v,d}$, то прочность балки в зоне расположения подрезки обеспечена.

И. Проверка прочности опорных площадок балки от смятия древесины поперек волокон

Расчетным значением нагрузки, вызывающей смятие древесины балки под опорными площадками, является значение реакции $V_d = 11,34 \text{ кН}$.

Определяем расчетное напряжение смятия $\sigma_{c,90,d}$ под опорными площадками балки, руководствуясь требованиями ТКП EN 1995-1-1 (6.1.5):

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{V_d}{bI_b} = \frac{11,34}{100 \cdot 0,09} = 1,26 \text{ Н / мм}^2.$$

Определяем расчетное значение прочности древесины при смятии поперек волокон по формуле (8.25):

$$f_{c,90,d} = \frac{0,8 \cdot 1 \cdot 2,4}{1,3} = 1,48 \text{ Н / мм}^2.$$

Поскольку условие (8.23) выполняется, то прочность опорных площадок балки обеспечена.

К. Определение прогиба балки

Поскольку напряжения смятия под опорными площадками не превышают расчетного значения прочности древесины при смятии поперек волокон, то деформации опорных площадок при определении прогиба балки не учитывают.

В данном примере наибольшее значение расчетного эффекта для предельных состояний SLS соответствует наибольшим значениям изгибающего момента и поперечной силы, полученным из комбинации существующих сочетаний нагружения. Критическим сочетанием для определения прогиба балки является сочетание расчетного случая, т. е. сочетание воздействий от: собственного веса балки + постоянного воздействия сосредоточенной силы + постоянного воздействия равномерно распределенной нагрузки + переменного воздействия равномерно распределенной нагрузки, но с частными коэффициентами, принимаемыми равными 1.

Поскольку балка изготовлена из одного материала (цельная древесина), то для определения мгновенного прогиба и прогиба ползучести балки используем средние значения упругих характеристик.

Значение мгновенного прогиба $u_{inst,G}$ от действия постоянной нагрузки принимаем по таблице 8.5.

Значение мгновенного прогиба $u_{inst,1}$ от действия сосредоточенной постоянной нагрузки $G_{k,p} = 0,8кН$ составляет:

$$u_{inst,1} = \frac{G_{k,p}}{4E_{0,mean}b} \cdot \left(\frac{l}{h}\right)^3 \cdot \left[1 + 1,2 \cdot \left(\frac{E_{0,mean}}{G_{0,mean}}\right) \cdot \left(\frac{h}{l}\right)^2\right] = \frac{800}{4 \cdot 10000 \cdot 100} \cdot \left(\frac{3490}{220}\right)^3 \times \\ \times \left[1 + 1,2 \cdot \left(\frac{10000}{630}\right) \cdot \left(\frac{220}{3490}\right)^2\right] = 0,86 \text{ мм.}$$

Значение мгновенного прогиба $u_{inst,2}$ от совместного действия постоянных равномерно распределенных нагрузок $G_{k,swL} = 0,9кН/м$ $G_{k,g1} = 1,94кН/м$ составляет:

$$u_{inst,2} = \frac{5 \cdot (G_{k,swL} + G_{k,g1}) \cdot l^4}{32E_{0,mean}bh^3} \cdot \left[1 + 0,96 \cdot \left(\frac{E_{0,mean}}{G_{0,mean}}\right) \cdot \left(\frac{h}{l}\right)^2\right]^2 = \frac{5 \cdot (0,09 + 1,94) \cdot 3490^4}{32 \cdot 10000 \cdot 100 \cdot 220^3} \times \\ \times \left[1 + 0,96 \cdot \left(\frac{10000}{630}\right) \cdot \left(\frac{220}{3490}\right)^2\right]^2 = 4,69 \text{ мм.}$$

Мгновенный прогиб от действия постоянной нагрузки составляет:

$$u_{inst,G} = u_{inst,1} + u_{inst,2} = 0,86 + 4,69 = 5,55 \text{ мм.}$$

Значение мгновенного прогиба $u_{inst,Q}$ от действия постоянного и переменного воздействий составляет:

$$u_{inst,Q} = \frac{5 \cdot (Q_{k,q2}) \cdot l^4}{32E_{0,mean}b(h)^3} \cdot \left[1 + 0,96 \cdot \left(\frac{E_{0,mean}}{G_{0,mean}}\right) \cdot \left(\frac{h}{l}\right)^2\right] = \\ = \frac{5 \cdot 2,3 \cdot 3490^4}{32 \cdot 10000 \cdot 100 \cdot 220^3} \cdot \left[1 + 0,96 \cdot \left(\frac{10000}{630}\right) \cdot \left(\frac{220}{3490}\right)^2\right] = 5,31 \text{ мм.}$$

Мгновенный прогиб u_{inst} от действия постоянного и переменного воздействий составляет:

$$u_{inst} = u_{inst,G} + u_{inst,Q} = 5,55 + 5,31 = 10,86 \text{ мм.}$$

Ограничение по прогибу согласно ТКП EN 1995-1-1 (таблица 7.2)

$$u_{inst} \leq \frac{l}{300} \text{ выполняется, поскольку } \frac{10,83}{3490} = \frac{1}{322}.$$

Общий прогиб от постоянных воздействий определяем по формуле (5.24):

$$u_{fin,G} = 5,55 \cdot (1 + 0,8) = 9,99 \text{ мм.}$$

Общий прогиб от временных и практически постоянных воздействий определяем по формуле (5.26):

$$u_{fin,Q} = 5,31 \cdot (1 + 0,3 \cdot 0,8) = 6,58 \text{ мм.}$$

Общий прогиб от постоянных и практически постоянных воздействий определяем по формуле (5.28):

$$u_{net,fin} = u_{fin,G} + u_{fin,Q} = 9,99 + 6,58 = 16,57 \text{ мм.}$$

Проверяем ограничения по прогибам согласно требованиям ТКП EN 1995-1-1 (таблица 7.2):

$$u_{net,fin} = \frac{l}{150} = \frac{3490}{150} = 23,27 \text{ мм.}$$

Прогиб балки удовлетворяет требованиям ТКП EN 1995-1-1 (таблица 7.2).

Таким образом, деревянная балка покрытия с поперечным сечением $b \times h = 100 \times 220 \text{ мм}$ при действии установленных нагрузок удовлетворяет требованиям по предельным состояниям несущей способности и эксплуатационной пригодности.

Примечание. Ссылочные формулы и условия (5.24), (5.26), (5.28), (8.23), (8.25), (8.30), (8.32), (8.40), (8.42), (8.43), ссылочная таблица (8.5) в вышеприведенном примере – из ТКП 45-5.05-275-2012.

Пример 4.3. Для покрытия зрительного зала необходимо запроектировать односкатную балку с расчетным пролетом 9 м из однородной клееной древесины класса прочности GL 32h в соответствии с СТБ EN 1194. Длина опорных площадок балки составляет 150 мм, уклон верхней грани балки не более 0,05 (рисунок 4.13). Балка раскреплена из ее плоскости двойным косым настилом, который крепится к прогонам, установленным с шагом 1 м. Класс условий эксплуатации — 1. Балка должна воспринимать следующие вертикальные воздействия, характеристические значения которых составляют: от постоянной нагрузки — 2 кН/м, от кратковременной нагрузки — 2,4 кН/м.

Для решения данной задачи используем следующий алгоритм.

А. Определение геометрических характеристик балки Расчетный пролет балки $l = 9,0 \text{ м}$.

Ширина балки $b = 150 \text{ мм}$.

Высота балки на одной опоре $h_s = 320 \text{ мм}$, на другой — $h_l = 750 \text{ мм}$.

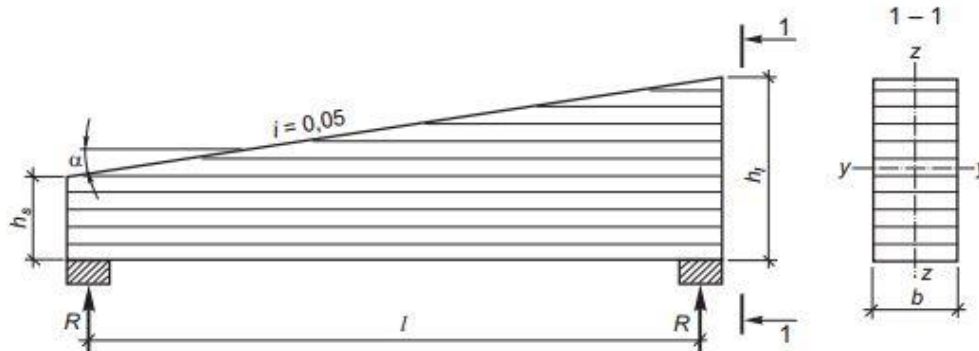


Рисунок 4.13 – Общий вид проектируемой балки

Расстояние между прогонами (связями) вдоль скатной поверхности балки $l_c = 1$ м. Длина опорных площадок балки $l_b = 150$ мм.

Тангенс угла скатной поверхности для принятых значений l , h_s и h_b составляет $\operatorname{tg} \alpha = 0,0478 \approx 0,05$.

Значение мгновенного прогиба $u^2.0$ от действия переменной (снеговой) равномерно распределенной нагрузки $Q_{k92} = 2,3$ кН/м составляет:

Б. Определение характеристик древесины

Все характеристические значения однородной многослойной клееной древесины для класса прочности GL 32h принимаем по таблице А.2 (приложение А):

- характеристическое значение прочности при изгибе $f_{m,g,k} = 32 \text{ Н} / \text{мм}^2$;
- характеристическое значение прочности при сдвиге $f_{v,g,k} = 3,8 \text{ Н} / \text{мм}^2$;
- характеристическое значение прочности при сжатии $f_{c,90,g,k} = 3,3 \text{ Н} / \text{мм}^2$;

;

- среднее значение модуля упругости вдоль волокон

$$E_{0,g,mean} = 13700 \text{ Н} / \text{мм}^2;$$

- 5 %-ный квантиль модуля упругости вдоль волокон

$$E_{0,g,0.05} = 11100 \text{ Н} / \text{мм}^2;$$

- среднее значение модуля сдвига вдоль волокон $G_{g,mean} = 850 \text{ Н} / \text{мм}^2$;

- 5 %-ный квантиль модуля сдвига вдоль волокон

$$G_{0,05,g} = \frac{E_{0,05,g}}{16} = 694 \text{ Н} / \text{мм}^2;$$

- среднее значение плотности каждой балки (в зависимости от отношения

$$\frac{\rho_m}{\rho_k} \text{ в соответствии с СТБ EN 338) } \rho_m = 1,2 \cdot 430 \text{ кг} / \text{м}^3 = 516 \text{ кг} / \text{м}^3.$$

ρ_k

В. Определение значений частных коэффициентов

В соответствии с ТКП EN 1990 (НП.1. таблица А.2(В)) для предельных состояний ULS в случае постоянного воздействия $\gamma_G = 1,35$, переменного — $\gamma_Q = 1,5$.

Коэффициент сочетания практически постоянных воздействий $\psi_2 = 0$.

Согласно таблице 7.1 коэффициент свойств материала $\gamma_M = 1,25$.

Г. Определение расчетных значений нагрузок, действующих на балку
Собственный вес балки составляет:

$$G_{k,swL} = \left(b \cdot \frac{h_s + h_l}{2} \right) \cdot g \rho_m = \frac{0,15 \cdot (0,32 + 0,75)}{2} \cdot 10 \cdot 516 = 0,41 \text{ кН / м.}$$

Расчетное значение нагрузки от собственного веса балки составляет:

$$G_{d,swL} = \gamma_G G_{k,swL} = 1,35 \cdot 0,41 = 0,55 \text{ кН / м.}$$

Характеристическое постоянное воздействие на балку $G_{k,g} = 2 \text{ кН / м.}$

Характеристическое кратковременное воздействие на балку $G_{k,g} = 2,4 \text{ кН / м.}$

Расчетное равномерно распределенное воздействие от постоянной и кратковременной нагрузок, а также нагрузки от собственного веса для предельных состояний ULS с использованием неблагоприятного сочетания кратковременного воздействия составляет:

$$F_{d,g} = \gamma_G G_{k,g} + \gamma_Q Q_{k,g} + \gamma_G G_{k,swL} = 1,35 \cdot 2 + 1,5 \cdot 2,4 + 1,35 \cdot 0,41 = 6,85 \text{ кН / м.}$$

Д. Определение значений поправочных коэффициентов

Коэффициент модификации для кратковременного воздействия и условий эксплуатации 1 принимаем по таблице 7.2: $k_{mod} = 0,90$.

Для максимальной высоты сечения балки $h_1 = 750$ мм коэффициент $k_h = 1$.

Коэффициент $k_{c,90}$, учитывающий распределение напряжений смятия в опорных зонах балки, принимаем по ТКП EN 1995-1-1 (6.1.5(2)): $k_{c,90} = 1$.

Коэффициент деформаций k_{def} для класса условий эксплуатации 1 принимаем по ТКП EN 1995-1-1 (таблица 3.2): $k_{def} = 0,60$.

Коэффициент k_{sys} , учитывающий распределение нагрузки, принимаем равным 1.

Е. Проверка прочности балки при ее изгибе

Расчетным случаем для балки является модель, состоящая из сочетания собственного веса балки, а также постоянной и кратковременной нагрузок.

Определяем расстояние x от опоры $h_s = 320$ мм до сечения, где нормальные напряжения от действия изгибающего момента достигают максимального значения. Для этого воспользуемся формулой, приведенной в таблице 8.2:

$$x = \frac{l}{1 + \frac{h_1}{h_s}} = \frac{9,0}{1 + \frac{0,75}{0,32}} = 2,69 \text{ м.}$$

Определяем момент сопротивления относительно оси у-у в сечении х:

$$W_y = \frac{2}{3} b \cdot \left(\frac{h_1}{1 + \frac{h_1}{h_s}} \right)^2 = \frac{2}{3} \cdot 150 \cdot \left(\frac{750}{1 + \frac{750}{320}} \right)^2 = 5,03 \cdot 10^6 \text{ мм}^3.$$

Расчетная равномерно распределенная нагрузка на балку $F_{d,g} = 6,85 \text{ кН/м}$.

Определяем расчетное напряжение изгиба в сечении, расположенном на расстоянии $x = 2,69 \text{ м}$:

$$\sigma_{m,y} = \frac{F_{d,g} x \cdot (l-x)}{2W_y} = \frac{6,85 \cdot 2690 \cdot (9000 - 2690)}{2 \cdot 5,03 \cdot 10^6} = 11,56 \text{ Н/мм}^2.$$

Определяем расчетное значение прочности клееной древесины при изгибе по формуле (8.32):

$$f_{m,g,d} = \frac{0,9 \cdot 1,0 \cdot 1,0 \cdot 32}{1,25} = 23,04 \text{ Н/мм}^2.$$

Определяем расчетное значение прочности клееной древесины при сдвиге по формуле (8.42):

$$f_{v,g,d} = \frac{0,9 \cdot 1,0 \cdot 3,8}{1,25} = 2,74 \text{ Н/мм}^2.$$

Определяем расчетное значение прочности клееной древесины при сжатии поперек волокон по формуле (8.25):

$$f_{c,90,g,d} = \frac{0,9 \cdot 1,0 \cdot 3,3}{1,25} = 2,38 \text{ Н/мм}^2.$$

В соответствии с формулой (8.59) определяем значение коэффициента $k_{m,\alpha}$, учитывающего уменьшение прочности, в односкатной балке при возникновении напряжений сжатия вдоль поверхности ската:

$$k_{m,\alpha} = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{23,04}{1,5 \cdot 2,74} \cdot 0,05 \right)^2 + \left(\frac{23,04}{2,38} \cdot 0,05 \right)^2}} = 0,87$$

Проверяем устойчивость плоской формы деформирования при изгибе односкатной балки в соответствии с требованиями ТКП EN 1995-1-1 (6.3.3).

Высоту балки принимаем равной h_l .

Расчетную длину балки l_{ef} определяем по ТКП EN 1995-1-1 (таблица 6.1):

$$l_{ef} = l_c = 1 \text{ м}.$$

Определяем критическое напряжение от изгиба $\sigma_{m,g,crit}$ по формуле (8.38):

$$\sigma_{m,g,crit} = \frac{3,14 \cdot 150^2}{448,5 \cdot 1000} \sqrt{11 \cdot 100 \cdot 694 \cdot \left(1 - 0,63 \cdot \frac{150}{750} \right)} = 408,7 \text{ Н/мм}^2.$$

Определяем относительную гибкость при изгибе $\lambda_{rel,m}$:

$$\lambda_{rel,m} = \sqrt{\frac{k_{m,\alpha} f_{m,g,k}}{\sigma_{m,g,crit}}} = \sqrt{\frac{0,8 \cdot 32}{408,7}} = 0,26.$$

Согласно ТКП EN 1995-1-1 (формула (6.34)) коэффициент $k_{crit} = 1$.

Определяем расчетное значение прочности древесины при изгибе с учетом коэффициентов $k_{m,\alpha}$ и k_{crit} , используя правую часть формулы (8.63):

$$f_{m,f,y,d} = 1 \cdot 0,87 \cdot 23,04 = 20,04 \text{ Н/мм}^2.$$

Поскольку расчетное значение прочности при изгибе клееной балки ($20,04 \text{ Н/мм}^2$) больше расчетного напряжения при изгибе ($11,26 \text{ Н/мм}^2$), то прочность балки обеспечивается.

Ж. Проверка прочности балки от сдвига (скалывания) в опорном сечении

Расчетная сдвигающая (поперечная) сила в опорном сечении

$$V_d = \frac{F_{d,g}l}{2} = \frac{6,85 \cdot 9}{2} = 30,825 \text{ кН.}$$

Определяем расчетное значение напряжений сдвига в опорном сечении по формуле (8.44):

$$\tau_{v,d} = \frac{3}{2} \cdot \frac{30\,825}{150 \cdot 0,67 \cdot 320} = 1,4 \text{ Н/мм}^2.$$

Расчетное значение прочности клееной древесины при сдвиге $f_{v,d,g} = 2,74 \text{ Н/мм}^2$.

$\tau_{v,d} < f_{v,d,g}$, следовательно прочность балки при сдвиге обеспечивается.

З. Проверка прочности опорных площадок балки

Расчетным случаем при проверке опорных площадок является комбинация из собственного веса балки, а также постоянной и кратковременной нагрузок.

Расчетное значение опорной реакции $R_d = V_d = 30,825 \text{ кН}$.

Определяем расчетное напряжение смятию клееной древесины поперек волокон

$$\sigma_{c,90,d} = \frac{R_d}{bl_b} = \frac{30\,825}{150 \cdot 150} = 1,37 \text{ Н/мм}^2.$$

Расчетная прочность клееной древесины при смятии поперек волокон $f_{c,90,g,d} = 2,38 \text{ Н/мм}^2$.

Скорректированное значение прочности клееной древесины при смятии поперек волокон $k_{c,90}f_{c,90,d} = 2,38 \text{ Н/мм}^2$.

Прочность опорных площадок обеспечивается.

И. Определение прогиба балки

Для предельных состояний эксплуатационной пригодности (SLS) частный коэффициент $\gamma = 1$.

Поскольку балка состоит из материала, имеющего одинаковые характеристики ползучести, то для определения мгновенного и длительного прогиба используют среднее значение гибкости. Наибольшее значение мгновенного прогиба для SLS соответствует наибольшему значению изгибающего момента, определяемого из характеристического значения сочетания собственного веса балки плюс постоянная и кратковременная нагрузки.

Мгновенное значение прогиба u_{inst} вследствие нагружения балки определяем из выражений, приведенных в таблице 8.6.

Определяем прогиб балки вследствие изгиба от действия постоянной нагрузки $u_{inst,b,dl}$.

Определяем значение коэффициента α :

$$\alpha = \frac{h_1}{h_s} = \frac{750}{320} = 2,34.$$

Определяем значение коэффициента k_2 :

$$k_2 = 19,2 \cdot \left(\frac{1}{a-1}\right)^4 \cdot \left(3 \cdot (a+1) \ln\left(\frac{a+1}{2}\right) - (2a+1) \ln a - \left(\frac{(a-1)^2}{2 \cdot (a+1)}\right)\right) =$$

$$= 19,2 \cdot \left[\left(\frac{1}{2,34-1}\right)^4 \left(3 \cdot (2,34+1) \cdot \ln\left(\frac{2,34+1}{2}\right) - (2 \cdot 2,34+1) \cdot \ln 2,34 - \frac{(2,34-1)^2}{2 \cdot (2,34+1)}\right)\right] = 0,24.$$

Определяем изгибающий момент в середине пролета балки:

$$M_{d,SLS} = \frac{(G_{k,swl} + G_{k,g}) \cdot l^2}{8} = \frac{(0,41 + 2) \cdot 9^2}{8} = 24,4 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Определяем мгновенный прогиб $u_{inst,b,dl}$ балки от действия постоянных нагрузок:

$$u_{inst,b,dl} = \frac{5M_{d,SLS}l^2}{48E_{0,g,mean} \cdot \left(\frac{bh_s^3}{12}\right)} \cdot k_2 = \frac{5 \cdot 24,4 \cdot 9000^2}{48 \cdot 13\,700 \cdot \left(\frac{150 \cdot 320^3}{12}\right)} \cdot 0,24 = 8,8 \text{ мм}.$$

Определяем прогиб балки вследствие сдвига при действии постоянной нагрузки $u_{inst,b,dl}$.

Определяем значение k_{2g} :

$$k_{2g} = \frac{2 \cdot (a+1)}{(a-1)^2} \ln \frac{(a+1)^2}{4a} = \frac{2 \cdot (2,34+1)}{(2,34-1)^2} \ln \frac{(2,34+1)^2}{4 \cdot 2,34} = 0,65$$

Определяем $u_{inst,b,dl}$:

$$u_{inst,b,dl} = \frac{1,2M_{d,SLS}k_{2g}}{G_{0,g,mean}bh_s} = \frac{1,2 \cdot 24,4 \cdot 0,65}{850 \cdot 150 \cdot 320} = 0,5 \text{ мм}.$$

Прогиб балки вследствие изгиба при действии временной нагрузки

$$u_{inst,b,Q} = \frac{Q_{k,g}}{G_{k,swl} + G_{k,g}} \cdot u_{inst,b,dl} = \frac{2,4}{0,41 + 2,4} \cdot 8,8 = 7,51 \text{ мм}.$$

Прогиб балки вследствие сдвига при действии временной нагрузки

$$u_{inst,s,Q} = \frac{Q_{k,g}}{G_{k,swl} + G_{k,g}} \cdot u_{inst,s,dl} = \frac{2,4}{0,41 + 2,4} \cdot 0,5 = 0,42 \text{ мм}.$$

Мгновенный прогиб балки в середине пролета составит:

$$u_{inst} = u_{inst,b,dl} + u_{inst,b,Q} + u_{inst,s,dl} + u_{inst,s,Q} = 8,8 + 7,51 + 0,5 + 0,42 = 17,23 \text{ мм}.$$

Определяем предельно допустимое значение мгновенного прогиба балки с учетом требований, приведенных в таблице 8.4:

$$u_{inst} = \frac{l}{300}, u_{inst} = 30 \text{ мм}, u_{inst} > u^*_{inst}.$$

Определяем общий прогиб балки от постоянных воздействий:

$$u_{fin,G} = (u_{inst,b,dl} + u_{inst,s,dl}) \cdot (1 + k_{def}) = (8,8 + 0,5) \cdot (1 + 0,6) = 14,88 \text{ мм}.$$

Определяем общий прогиб балки от временного и практически постоянного воздействия:

$$u_{fin,Q} = (u_{inst,b,Q} + u_{inst,s,Q}) \cdot (1 + \psi_2 k_{def}) = (7,51 + 0,42) \cdot (1 + 0,3 + 0,6) = 9,36 \text{ мм}.$$

Общий прогиб балки от постоянного и практически постоянного воздействия составляет:

$$u_{net,fin} = u_{finG} + u_{finQ} = 14,88 + 9,83 = 24,2 \text{ мм.}$$

В таблице 8.4 принято ограничение по прогибу: $\frac{l}{250}$

$$u_{net,fin} = 36 \text{ мм, } u_{net,fin} > u_{net,fin}^*$$

Таким образом, запроектированная балка удовлетворяет предельным состояниям несущей способности и предельным состояниям эксплуатационной пригодности.

Примечание. Ссылочные формулы и условия (8.25), (8.32), (8.38), (8.42), (8.59), (8.63), (8.44), ссылочные таблицы (7.1), (7.2), (8.2), (8.4), (8.6) в вышеприведенном примере – из ТКП 45-5.05-275-2012.