

Министерство образования и науки Российской Федерации
Тольяттинский государственный университет
Архитектурно-строительный институт
Кафедра «Городское строительство и хозяйство»

В.А. Филиппов, Д.С. Тошин

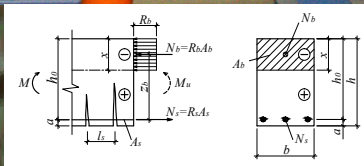
ОСНОВЫ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

Электронное учебное пособие



ISBN 978-5-8259-1131-1

© ФГБОУ ВО «Тольяттинский
государственный университет», 2017



УДК 691:32(075.8)

ББК 38.3312я73

Рецензенты:

д-р техн. наук, доцент, советник РААСН, эксперт ООО «Волжский исследовательский научный экспертный центр» *С.М. Анпилов*;

д-р техн. наук, доцент, профессор кафедры «Городское строительство и хозяйство» Тольяттинского государственного университета *В.А. Ерышев*.

Филиппов, В.А. Основы расчета железобетона : электронное учебное пособие / В.А. Филиппов, Д.С. Тошин. – Тольятти : Изд-во ТГУ, 2017. – 1 оптический диск.

В учебном пособии описаны физико-механические характеристики бетона, стальной арматуры и железобетона. Приведены основы теории сопротивления железобетона при различных напряженно-деформированных состояниях и способы армирования.

Предназначено для студентов, обучающихся по направлению подготовки 08.03.01 «Строительство».

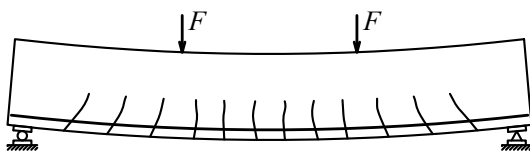
Текстовое электронное издание.

Рекомендовано к изданию научно-методическим советом Тольяттинского государственного университета.

Минимальные системные требования: IBM PC-совместимый компьютер: Windows XP/Vista/7/8; PIII 500 МГц или эквивалент; 128 Мб ОЗУ; SVGA; CD-ROM; Adobe Acrobat Reader.

© ФГБОУ ВО «Тольяттинский

государственный университет», 2017



Редактор *И.И. Меметова*
Технический редактор *Н.П. Крюкова*
Компьютерная верстка: *Л.В. Сызганцева*
Художественное оформление, компьютерное
проектирование: *И.В. Карасев, Г.В. Карасева*
Фото на обложке: *Д.С. Тошин*

Дата подписания к использованию 16.03.2017.

Объем издания 10,6 Мб.

Комплектация издания: компакт-диск, первичная упаковка.

Заказ № 1-05-17.

Издательство Тольяттинского государственного университета
445020, г. Тольятти, ул. Белорусская, 14,
тел. 8 (8482) 53-91-47, www.ttsu.ru

Содержание

ПРЕДИСЛОВИЕ	6
ВВЕДЕНИЕ	7
Глава 1. ОСНОВНЫЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА БЕТОНА, СТАЛЬНОЙ АРМАТУРЫ, ЖЕЛЕЗОБЕТОНА	14
1.1. Бетон	14
1.2. Арматура	47
1.3. Железобетон	73
Глава 2. ОСНОВЫ ТЕОРИИ СОПРОТИВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА И МЕТОДЫ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	96
2.1. Понятие о теории сопротивления железобетона	96
2.2. Метод расчета конструкций по предельным состояниям...	102
2.3. Предварительные напряжения в бетоне и арматуре	115
2.4. Расчет железобетонных элементов по прочности нормальных сечений	127
Глава 3. ИЗГИБАЕМЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ	131
3.1. Конструирование изгибаемых элементов	131
3.2. Расчет железобетонных элементов на действие изгибающих моментов	139
3.3. Расчет прочности по нормальным сечениям элементов прямоугольного профиля с одиночной и двойной арматурой. Расчет тавровых сечений	142
3.4. Расчет элементов при действии поперечных сил	149
Глава 4. СЖАТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ	161
4.1. Конструктивные особенности сжатых элементов	161
4.2. Расчет внецентренно сжатых элементов	166
4.3. Расчет железобетонных элементов на местное сжатие	171
4.4. Расчет железобетонных элементов на продавливание	175
Глава 5. РАСТЯНУТЫЕ ЭЛЕМЕНТЫ	188
5.1. Конструктивные особенности	188
5.2. Расчет центрально растянутых элементов	189
5.3. Расчет внецентренно растянутых элементов	190

Глава 6. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ	
ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН	193
6.1. Определение момента образования трещин, нормальных к продольной оси элемента	195
6.2. Определение ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента	199
Глава 7. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ	
ПО ДЕФОРМАЦИЯМ	206
7.1. Расчет железобетонных элементов по прогибам	207
7.2. Определение кривизны железобетонных элементов	208
БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК	216

ПРЕДИСЛОВИЕ

Общий курс «Железобетонные конструкции» относится к числу самых трудных в вузовской программе обучения по направлению подготовки бакалавров 08.03.01 «Строительство». Связано это, прежде всего, со сложностью самого железобетона – двуединого материала, работу которого далеко не всегда возможно описать классическими методами строительной механики. Особую важность представляет 1-я часть курса, излагающая основные понятия об упругопластической работе материалов, об условиях совместной работы бетона и арматуры, о напряженно-деформированном состоянии обычных и предварительно напряженных элементов, о методах расчета прочности и трещиностойкости сечений и т. д. Без этих знаний невозможно не только осознанно и грамотно проектировать сами конструкции, но и иметь общее представление об их работе, необходимое инженеру на стройплощадке.

В рассматриваемом учебном пособии систематизированы материалы по основам проектирования железобетонных конструкций в объеме первой части курса «Железобетонные конструкции»:

- изложены основы прочностных и деформативных свойств бетонов, арматуры и железобетона, сущности и экономической целесообразности предварительно напряженного железобетона;
- описаны основные положения расчета по предельным состояниям, сущности метода;
- даны понятия о нормативных и расчетных нагрузках, сочетаниях нагрузок и о нормативных и расчетных сопротивлениях бетона и стальной арматуры;
- приведены основные положения по расчету и конструированию изгибаемых, сжатых и растянутых элементов конструкций по двум группам предельных состояний.

Все материалы изложены в соответствии с нормами проектирования СП 63.13330.2012 «Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003» и СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*».

ВВЕДЕНИЕ

Сущность железобетона. Железобетон — это комплексный строительный материал, состоящий из бетона и арматуры, соединенных взаимным сцеплением, работающий под нагрузкой как единое монолитное тело. Появление железобетона как строительного материала стало возможным благодаря следующим факторам:

— при твердении бетона между ним и арматурой возникают силы сцепления, в результате чего оба материала деформируются совместно. Для лучшего сцепления по поверхности арматуры устраивают выступы — ребра или вмятины, т. е. арматуре придают периодический профиль;

— плотный бетон защищает заключенную в него стальную арматуру от коррозии, а также предохраняет ее от непосредственного воздействия огня и агрессивной среды;

— арматура и бетон обладают близкими по значению коэффициентами линейного расширения, поэтому при изменениях температуры в пределах 100 градусов Цельсия в обоих материалах возникают незначительные начальные напряжения, которые не учитываются в расчете. Бетон обладает большой прочностью на сжатие, достигающей 150 МПа, при этом прочность на растяжение в 10...20 раз меньше, чем при сжатии, что практически не позволяет его применять в изгибаемых и растянутых элементах.

Исследования показали, что разрушение бетонных балок происходит от разрыва нижних наиболее растянутых волокон (рис. 1, *а*). При этом несущая способность бетона сжатой зоны балки используется на 5...7 %. Таким образом, несущая способность балки определяется несущей способностью бетона на растяжение. Если усилить растянутую зону балки стальной арматурой в количествах, не превышающих 3 % от площади ее поперечного сечения, то при достижении предельных напряжений в бетоне растянутой зоны возникают трещины. Растягивающие напряжения в сечении с трещиной практически воспринимаются одной арматурой, а в сечениях между трещинами — бетоном и арматурой (рис. 1, *б*). В зависимости от процента армирования балка разрушается либо от текучести арматуры, либо от исчерпания несущей способности сжатой зоны бетона (разрушение по бетону). При этом несущая способность ар-

мированной балки возрастает в десятки раз по сравнению с неармированной. Продольная арматура в сжатых элементах или сжатой зоне бетона значительно повышает их несущую способность.

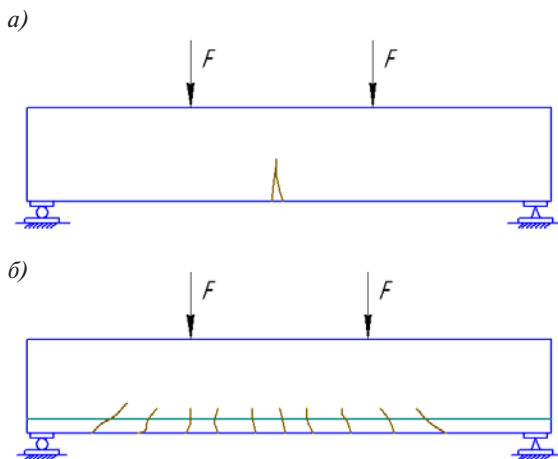


Рис. 1. Работа бетонных армированных и неармированных балок под нагрузкой: *a* – бетонная балка; *б* – железобетонная балка

Достоинства и недостатки железобетона. Железобетон обладает многими преимуществами перед другими материалами. На 80 % он состоит из местных материалов – песка и щебня. При правильном подборе состава бетона и достаточном уплотнении железобетон является долговечным материалом, не требующим никаких эксплуатационных расходов, хорошо сопротивляется агрессивным воздействиям окружающей среды, а также хорошо сопротивляется динамическим (сейсмическим), ударным и вибрационным воздействиям, обладает повышенной огнестойкостью. Кроме того, железобетон обладает характерной архитектурной выразительностью.

К недостаткам железобетона можно отнести сравнительно большой собственный вес при сравнительно невысокой по сравнению с металлом прочности (относительно низкая удельная прочность), но следует отметить, что на протяжении десятилетий четко прослеживается тенденция к увеличению прочности бетона в конструкциях, т. е. повышению его удельной прочности.

Другим недостатком железобетона, влияющим на эксплуатационные свойства, является его низкая трещиностойкость. Из-за небольшой предельной растяжимости бетона в нем на ранних этапах загрузки появляются трещины при напряжениях в растянутой арматуре 30...40 МПа. Практика эксплуатации таких конструкций показывает, что при ударных, вибрационных и особенно знакопеременных нагрузках, имеющих место при землетрясениях, происходит опасное раскрытие трещин, что снижает несущую способность конструкций. Радикальным средством преодоления этого недостатка является предварительное напряжение.

Под предварительно напряженными понимают железобетонные конструкции, элементы или изделия в которых предварительно, т. е. в процессе изготовления, искусственно в соответствии с расчетом созданы начальные напряжения в рабочей арматуре и обжатие всего или части поперечного сечения бетона, работающего от внешних нагрузок на растяжение.

Способы возведения и изготовления железобетонных конструкций. Железобетон как материал появился в середине XIX века. Первые строительные конструкции приходится на период 1850–1880 годов. Это в основном трубы, перекрытия зданий, стены, резервуары, фортификационные сооружения. Первые железобетонные конструкции были монолитными, возводимыми на месте в деревянной опалубке, для изготовления которой использовались доски, брусья, а в дальнейшем — фанера. Достоинством монолитных конструкций является их цельность (отсутствие стыков), возможность придания любых архитектурных форм. К недостаткам следует отнести удорожание работ, выполняемых в зимнее время. С появлением унифицированных форм элементов и размеров появились унифицированные многократно используемые опалубки с большим сроком эксплуатации, а появление специальных добавок позволяет вести бетонирование при температурах минус 10...15 градусов Цельсия без изменения технологии. Монолитные конструкции зданий хорошо зарекомендовали себя при землетрясениях.

Идея изготовления сборных железобетонных конструкций в заводских условиях по отлаженной технологии с последующей сборкой на строительной площадке появилась в начале XX века. Уже

в 20-х годах на стройках СССР появились сборные конструкции, а в 1933 году был обобщен опыт их применения и изданы временные инструкции. Конструкции первых стыков были аналогичны металлическим конструкциям.

К достоинствам сборных конструкций следует отнести: высокопроизводительную технологию изготовления в заводских условиях с контролем качества бетона и арматуры; возможность вести монтаж при низких отрицательных температурах.

К недостаткам следует отнести: большие разовые капитальные вложения на заводскую базу, специальный транспорт; повышенный расход металла на стыковые соединения, которые зачастую находятся в зоне максимальных усилий, а также податливость стыков. Со временем с внедрением ванной сварки конструкции стыков упростились, но надежность сооружения полностью зависит от качества сварных соединений, осуществляемых в условиях строительной площадки.

В пятидесятых годах в СССР на уровне правительства были приняты постановления на переход к полносборному строительству. За последующие годы была создана мощная производственная база, появились новые конструкции, а также конструктивные формы зданий – крупнопанельные, из объемных блоков, но в то же время были полностью забыты монолитные конструкции, многие из которых обладают большой экономичностью. В настоящее время устанавливается баланс рационального применения монолитных и сборных конструкций. Основными критериями применения тех или иных конструкций являются технологичность, материалоемкость, сроки возведения и в конечном итоге стоимость с учетом эксплуатационных расходов. Для того чтобы избавиться от опалубки в монолитных конструкциях, была предложена опалубка из железобетонных элементов, включаемых при дальнейшем бетонировании в состав сечения элемента. Так появились сборно-монолитные конструкции. Примером наиболее удачных конструктивных решений являются сборно-монолитные безбалочные перекрытия.

Развитие железобетонных конструкций и область их применения.
В 1849–1850 гг. француз И. Ламбо построил лодку из армированного цемента, которая считается первым прототипом железобе-

тонных конструкций. Первые патенты на изготовление изделий из железобетона были получены Монье в 1867–1870 гг. Однако исследования Царскосельского дворца показали, что русские мастера еще в 1802 году применяли армированный бетон, однако они не считали, что получили новый строительный материал, и не патентовали его. В 1892 году французский инженер Ф. Геннебик предложил ребристые железобетонные перекрытия и другие армированные конструкции. В 1885 г. в Германии инженер Вайс и профессор Баушингер провели первые научные опыты по определению прочности бетона и сохранности арматуры в нем. В 1886 г. М. Кенен предложил первый метод расчета железобетонных плит, который способствовал развитию и внедрению нового материала в Германии и Австро-Венгрии. В 1891 г. талантливый русский инженер Н.А. Беллюбский первым провел серию испытаний железобетонных плит, балок, арок, резервуаров, силосов для зерна, моста пролетом 17 м, которые по методике испытаний и полученным результатам во многом превосходили работы зарубежных ученых и послужили базой для широкого распространения железобетона в строительстве. В 1911 году в России были изданы первые технические условия и нормы для железобетонных сооружений. В 1904 году в городе Николаеве по проекту русских инженеров Н. Пятницкого и А. Барышника был построен первый в мире морской маяк из монолитного железобетона высотой 36 м, со стенами толщиной 10 см вверху и до 20 см внизу. Примерно в то же время были возведены безбалочные междуэтажные перекрытия склада молочных продуктов в Москве под руководством известного математика и конструктора А.Ф. Лолейта. С начала XX века железобетон начал постепенно вытеснять сталь и дерево из несущих конструкций зданий и сооружений. К этому же времени сформировался метод расчета железобетонных конструкций по допускаемым напряжениям, основанный на законах сопротивления упругих материалов. В этот период русские ученые Н.Б. Абрамов, И.Г. Малюгин, А.А. Байков, Р.М. Жидкевич, Н.М. Беляев, В.П. Некрасов и др. внесли большой вклад в развитие железобетонных конструкций и разработку основ технологии их производства.

Впервые идея предварительного напряжения элементов, работающих на растяжение, была выдвинута и осуществлена в 1861 г. рус-

ским артиллерийским инженером А.В. Гадолиным применительно к изготовлению стальных стволов артиллерийских орудий. Вопрос о применении предварительно напряженной арматуры в железобетонных конструкциях был поднят в 1928 г. в работах Э. Фрейссине, а затем в работах Ф. Дишингера, Е. Хойера, У. Финстервальдера и др. Широкому внедрению предварительно напряженного железобетона способствовали работы Ф. Леонгардта, Гийона и советских ученых К.С. Завриева, С.Е. Фрайфельда, В.В. Михайлова, Г.И. Бердичевского, Н.А. Гвоздева, С.А. Дмитриева, А.П. Коровкина.

В 1931–1934 гг. советскими учеными А.Ф. Лолейтом и А.А. Гвоздевым на основании глубокого изучения упругопластических свойств железобетона, а также экспериментальных данных была создана теория расчета железобетона по разрушающим усилиям. Дальнейшая плодотворная деятельность А.А. Гвоздева, В.И. Мурашова, П.Л. Пастернака, В.В. Михайлова, О.Я. Берга и др. позволили разработать новый метод расчета железобетонных конструкций по предельным состояниям, который достаточно полно и с большей надежностью учитывает основные факторы, влияющие на работу железобетона под нагрузкой.

Советские ученые и инженеры осуществляли плодотворные научные и конструктивные исследования по всем направлениям теории и практики железобетона. Разработка общих вопросов механического сопротивления бетона и железобетона посвящены труды А.Ф. Лолейта, А.А. Гвоздева, Я.В. Столярова, Г.А. Гениева, С.М. Крылова, С.А. Дмитриева, а учету динамических и других нетрадиционных воздействий — Н.Н. Попова, П.И. Васильева, А.Ф. Михайлова и др. Задачи нелинейной теории железобетона решены А.А. Гвоздевым, В.И. Мурашевым, А.П. Васильевым, В.М. Бондаренко, Н.И. Карпенко, С.М. Крыловым, Ю.П. Гушей, Р.Я. Санжаровским. Теория ползучести развита Н.Х. Арутюняном, И.И. Гольденблатом, С.В. Александровским, А.А. Гвоздевым, Н.Я. Панариным, Ш.И. Улицким и др. Сопротивление железобетонных конструкций при силовом сложном напряженном состоянии рассмотрено А.А. Гвоздевым, Н.И. Карпенко, В.М. Байковым, И.В. Зайцевым, А.С. Залесовым, А.В. Яшиным и др. Вопросам армирования железобетонных конструкций посвящены труды

А.А. Гвоздева, Дмитриева, К.В. Михайлова, В.В. Михайлова, Н.М. Мулина, Н.А. Маркарова, Г.И. Бердичевского, А.П. Васильева и др. Легкие и специальные бетоны и конструкции из них изучены М.З. Симоновым, В.И. Гусаковым, К.С. Карапетяном, Ю.В. Чиненковым, А.Б. Пирадовым и др. Совершенствование железобетонных конструкций происходило при непосредственном участии Г.К. Хайдукова, В.Н. Байкова, Г.И. Бердичевского, В.В. Шугаева, А.П. Васильева, И.Г. Людковского, В.И. Голосова, В.А. Клевцова, П.И. Мацелинского, П.Ф. Дроздова и др.

Глава 1. ОСНОВНЫЕ ФИЗИКО-МЕХАНИЧЕСКИЕ СВОЙСТВА БЕТОНА, СТАЛЬНОЙ АРМАТУРЫ, ЖЕЛЕЗОБЕТОНА

1.1. Бетон

1. Бетон для железобетонных конструкций. Классификация. Бетон для железобетонных конструкций должен обладать вполне определенными, наперед заданными физико-механическими свойствами — необходимой прочностью, хорошим сцеплением с арматурой, достаточной плотностью для защиты арматуры от коррозии. Физико-механические свойства бетона зависят от его состава и способа изготовления. Они определяются структурой бетона и условиями его твердения. В зависимости от требований морозостойкости, водонепроницаемости, огнестойкости, жаростойкости, коррозионной стойкости при агрессивном воздействии среды бетоны классифицируют:

— по структуре — *плотной структуры* с полным заполнением пространства между зернами заполнителя затвердевшим вяжущим; *крупнопористые* (малопесчаный и беспесчаный) — с частичным заполнением пространства между зернами заполнителя вследствие нехватки песка в бетонной смеси; *поризованные*, в котором вяжущее между зернами заполнителя поризовано с помощью специальных добавок; *ячеистые* — с искусственно созданными замкнутыми порами. Ячеистые бетоны бывают двух видов: А — подвергнутые автоклавной обработке и изготовленные на цементных и смешанных вяжущих; Б — то же на известковом вяжущем и безавтоклавные бетоны;

— средней плотности (кгс/м³): *особо тяжелые* со средней плотностью более 2500; *тяжелые средней плотности* — 2200...2500; *мелкозернистые средней плотности* — 1800...2200; *легкие* — 500...1800;

— виду вяжущего — *цементные, полимерцементные*, на известковом вяжущем (силикатные), *гипсовом* вяжущем, смешанных и специальных вяжущих;

— виду заполнителей — на *плотных* естественных заполнителях (щебень горных пород, кварцевый песок); на *пористых* естественных (перлит, пемза, ракушечник) или искусственных (керамзит, аглопорит, шлак) заполнителях;

– зерновому составу – *крупнозернистый* с крупными и мелкими заполнителями; *мелкозернистый* с мелкими заполнителями;

– условиям твердения – бетон *естественного* твердения, бетон, *подвергнутый тепловлажностной* обработке при атмосферном давлении или *автоклавной обработке* при высоком давлении.

Бетоны, применяемые для изготовления железобетонных конструкций в соответствии с ГОСТами условно называют:

– **тяжелый бетон** – бетон плотной структуры, на плотных заполнителях, крупнозернистый на цементном вяжущем, при любых условиях твердения, со средней плотностью свыше 2200 до 2500 кг/м³ включительно;

– **мелкозернистый бетон** – бетон плотной структуры на плотных мелких заполнителях (щебень фракции 5...15 мм), на цементном вяжущем, при любых условиях твердения со средней плотностью более 1800 кг/м³ (применяется для элементов с небольшими размерами сечений и с большой насыщенностью арматурой).

– **легкий** плотной и поризованной структуры на пористых заполнителях, крупнозернистый, на цементном вяжущем, при любых условиях твердения;

– **ячеистый** бетон автоклавного и неавтоклавного твердения;

– специальный бетон **напрягающий**, характеризуемый относительным удлинением при твердении от $20 \cdot 10^{-5}$ до $4000 \cdot 10^{-5}$.

Фибробетон, обычно мелкозернистый формируется случайно ориентированной стальной, стеклянной, базальтовой, синтетической и другой фиброй диаметром 0,08...0,6 мм и длиной 15...85 мм. Количество фибры составляет 0,5...3 % объема бетона. Сравнительно небольшой расход фибры позволяет эффективно увеличивать прочность бетона при растяжении (на 10...50 %), а также значительно повысить его ударную стойкость и истираемость. Это объясняется тем, что дисперсное армирование приводит к перераспределению напряжений в бетоне и препятствует развитию трещин.

Помимо указанных свойств бетоны в зависимости от назначения конструкций должны обладать специальными свойствами: *морозостойкостью, водонепроницаемостью, огнестойкостью, жаростойкостью и коррозионной стойкостью.*

Под морозостойкостью понимают способность бетона в увлажненном состоянии сопротивляться разрушающему воздействию попеременного замораживания и оттаивания. Решающее влияние на морозостойкость материала оказывают водоцементное отношение (W/C) и его структура.

Под водонепроницаемостью понимают способность материала не пропускать воду. Тяжелый бетон и бетон на пористых заполнителях фильтруют воду. Это обусловлено наличием пор, образованных испарением лишней воды, не связанной химически с цементом. Поэтому в напорных сооружениях применяют бетон с ограниченным коэффициентом фильтрации. Плотность бетона повышают посредством разнообразных добавок. Суперпластификаторы С-3, БО-03 и другие в количествах 0,2...1 % от массы цемента значительно повышают пластичность бетонных смесей, что дает возможность снижать расход воды и тем самым улучшать структуру бетона.

Под огнестойкостью понимают способность материала сохранять прочность при пожаре (1000...1100 °С). Повышение огнестойкости железобетонных конструкций достигают увеличением защитного слоя бетона до 3...5 см.

Под жаростойкостью понимают способность бетона сохранять прочность при длительном воздействии высоких температур (выше 200 °С). В целях увеличения жаростойкости бетона применяют специальные заполнители, такие как базальт, диабаз, хромит, шамот, доменные шлаки и вяжущие — глиноземный цемент, портландцемент с добавками, жидкое стекло.

Под коррозионной стойкостью понимают способность материала не вступать в химическую реакцию с окружающей средой.

2. Структура бетона и ее влияние на прочность и деформативность. Структура бетона имеет очень большое влияние на его прочность и деформативность. При затворении сухой бетонной смеси водой цемент и вода превращаются в цементное тесто, в котором начинается химическая реакция разложения цемента, продукты которой образуют гель. С перемешиванием бетонной смеси цементное тесто обволакивает зерна заполнителей и, постепенно твердея, превращается в цементный камень, превращая бетонную смесь в монолит. Процесс образования бетона протекает весьма разнообразно в за-

висимости от вида цемента, состава бетонной смеси, температуры и влажности среды. Важнейшую роль в твердении бетона играет вода. Для химической реакции цемента с водой достаточно водоцементное отношение $W/C = 0,2$, но при таком отношении смеси получают очень жесткие и неудобоукладываемые. При этом тратится много энергии на перемешивание и уплотнение. На практике в зависимости от формы элемента, его размеров и насыщенности арматурой применяют жесткие смеси ($W/C = 0,3...0,4$), пластичные ($W/C = 0,4...0,6$) и литые ($W/C = 0,6...0,7$).

Во всех трех типах смесей присутствует лишняя вода, которая разбавляет гель и частично вступает в последующем в химическое соединение с еще не разложившимися, менее активными частицами цемента, а частью заполняет вместе с воздухом, попавшим в бетонную смесь, микроскопические поры и каналы и, постепенно испаряясь, образует в цементном камне многочисленные поры и капилляры. Размеры их весьма малы: 60...80 % объема пор приходится на долю капилляров с радиусом до 1 мкм (10^{-4} см). Общий же объем пор в цементном камне при обычных условиях твердения составляет 25...40 % от объема цементного камня.

Таким образом, структура бетона оказывается весьма неоднородной. Она образуется в виде пространственной решетки из цементного камня, заполненной зернами песка и щебня различной крупности и формы, пронизанной большим количеством микропор и капилляров, содержащих химически несвязанную воду, водные пары и воздух.

С физической точки зрения бетон представляет собой капиллярно-пористое тело, в котором резко нарушена сплошность массы и присутствуют все три фазы: твердая, жидкая и газообразная. При этом цементный камень, скрепляющий бетон, также обладает неоднородной структурой и состоит из упругого кристаллического сростка и наполняющей его вязкой массы — геля. Этим объясняется сильное влияние изменений влажности окружающей среды на объемные деформации бетона и малая стойкость его при действии агрессивной водной среды.

Прочность бетона определяется его сопротивлением сжатию, растяжению и срезу, а деформативность бетона — его способностью

к упругим деформациям при этих силовых воздействиях. Ввиду того, что бетон представляет собой неоднородное тело, внешняя нагрузка создает в нем сложное напряженное состояние. В подвергнутом сжатию бетонном образце напряжения концентрируются на более жестких частицах, обладающих большим модулем упругости, вследствие чего по плоскостям соединения частиц возникают усилия, стремящиеся нарушить связь между ними. В то же время в местах ослаблений бетона порами и пустотами происходит концентрация напряжений. Из теории упругости известно, что в теле с отверстием, подвергнутом сжатию, наблюдается концентрация как сжимающих, так и растягивающих напряжений, действующих по площадкам, параллельным сжимающей силе (рис. 1.1, *а*).

Поскольку бетон содержит большое количество пор и пустот, растягивающее напряжение у одного отверстия или поры накладываются на соседние и превышают предел прочности бетона на растяжение. Происходит процесс образования микротрещин, хотя средний уровень напряжений в бетоне не высок. С ростом нагрузки микротрещины отрываются и соединяются, образуя видимые трещины, направленные параллельно или с некоторым наклоном к направлению действия сжимающей силы (рис. 1.1, *б*).

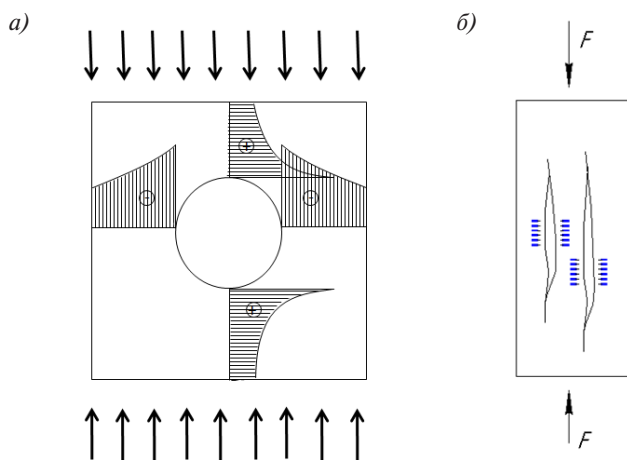


Рис. 1.1. Схема работы бетона при сжатии: *а* – концентрация напряжений у микро- и макропор; *б* – разрыв бетона в поперечном направлении

Появление новых и развитие имеющихся микротрещин при увеличении нагрузки носит хаотичный характер, поскольку форма, размеры и расположение капилляр и пор в бетоне случайны. Однако развитие микротрещин возможно лишь в направлениях, которые примерно совпадают с направлением нагрузки, так как остальные трещины под действием нагрузки будут закрываться. Граница развития микротрещин, которая зависит от многих параметров бетона, является причиной развития пластических деформаций. Уровень напряжений σ_{bl} , при котором образуются трещины в цементном камне, называется нижней границей микроразрушения, или пределом упругости бетона. Оно соответствует максимальному уплотнению сжатого бетона (уменьшению объема). С увеличением нагрузки начинается разрушение цементного камня и снижение его сцепления с заполнителем. Происходит разуплотнение бетона. Уровень напряжений σ_{br} , при котором прекращается прирост объема образца, является верхней границей микроразрушения. В результате образования микротрещин на поверхности сжатого элемента образуются продольные видимые трещины, по которым происходит полное разрушение образца вследствие разрыва бетона в поперечном направлении. При растяжении причиной разрушения являются трещины, нормальные к направлению растягивающей силы.

3. Усадка и начальные напряжения. Значительное влияние на напряженное состояние бетона оказывают происходящие в период твердения объемные деформации цементного камня и связанные с ними деформации бетона. При уменьшении содержания воды в бетоне происходит его усадка или уменьшение объема, а при поглощении из окружающей среды воды — набухание. Не обладают усадкой бетоны, приготовленные на специальном цементе — расширяющемся или безусадочном. Усадка бетона зависит от ряда причин, основными из которых являются: количество и вид цемента; водоцементное отношение W/C : чем оно выше, тем выше усадка; крупность заполнителей: чем мельче пески и выше пористость щебня, тем больше усадка.

Первоначальной причиной усадки цементного камня является уменьшение в геле количества свободной воды, которая расходуется на испарение и гидратацию цемента; затем начинает расходовать-

ся окружающая частицы геля полусвязанная пленочная вода, что вызывает сближение геля и дальнейшую усадку. Оба фактора зависят от интенсивности испарения, которое определяется величиной влажностного перепада между бетоном и окружающей средой.

Объемным деформациям цементного камня препятствуют зерна инертных заполнителей, которые становятся внутренними связями. В результате в цементном камне появляются напряжения растяжения, а в инертных заполнителях — сжатия. Следует отметить, что эти взаимодействия происходят в грубо неоднородной среде, поэтому величина и направление начальных напряжений усадки носят случайный характер. Следствием таких начальных напряжений являются усадочные трещины.

Начальные напряжения, возникающие при твердении бетона, не учитываются непосредственно в расчете прочности железобетонных конструкций; наличие их учитывается коэффициентами условий работы бетона, а также конструктивными требованиями по армированию.

4. Прочность бетона. Под прочностью твердого тела понимают его способность сопротивляться воздействию внешних сил не разрушаясь. Ввиду сложности структуры бетона на его прочность влияют различные факторы, которые могут быть разбиты на две группы: 1) возраст, условия твердения, размеры и форма образцов, напряженное состояние; 2) состав бетона, марка цемента, водоцементное отношение, состав заполнителей и добавки.

При производственных испытаниях влияние факторов первой группы исключается путем стандартизации условий испытания и фиксируется только влияние факторов второй группы, меняя которые можно получить бетоны различной прочности. Ниже для обоснования условий испытания рассматриваются факторы первой группы.

Возраст бетона. Под возрастом бетона подразумевается время, протекшее с момента укладки до начала испытаний. Процесс твердения цементного камня происходит годами, и все это время прочность бетонов может увеличиваться. Однако степень увеличения прочности связана с температурно-влажностными условиями окружающей среды и составом бетона, что объясняет разброс опытных данных.

Условия приготовления и твердения. При одном и том же составе бетона условия приготовления, обеспечивая большую или меньшую плотность, влияют на прочность. Особое значение эти условия приобретают при жестких бетонах и густой арматуре. Поэтому способы перемешивания, транспортировка к месту укладки, сама укладка и методы уплотнения должны рассматриваться как факторы прочности. Еще большее значение имеет температурно-влажностный режим твердения бетона. Изменения температуры влияют на скорость твердения при выдерживании образцов. Нормальной температурой считается 15 °С. Если принять 7-дневный предел прочности при этой температуре за 100 %, то при температуре 10 °С предел прочности понизится до 85 %, а при 4 °С – до 70 %, повышение температуры до 20 °С приводит к увеличению предела прочности за тот же срок до 110 %. Понижение температуры уменьшает скорость твердения, но не сказывается на конечной прочности, если температура не падает ниже нуля. Повышение температуры до 30...40 °С ускоряет твердение, незначительно отражается на конечной прочности. Иначе влияют на прочность высокие температуры при пропаривании бетона. Прочность бетона естественного твердения на 10...40 % больше, чем соответствующая прочность пропаренного бетона. Чем выше температура термообработки, тем меньше прочность получаемого при этом бетона. Следовательно, для получения прочности, одинаковой с бетоном естественного твердения, расход цемента для пропаренного бетона возрастает на 10...20 %. Прочность пропаренного бетона, начиная с 28-дневного возраста, почти не имеет тенденций к росту. Не менее значительно на прочность бетона влияет влажность среды. По данным опытов, бетонные образцы, хранившиеся в течение 11 лет, показали нарастание прочности во влажной среде вдвое, а в условиях сухой среды (после первых 7 дней влажного хранения) – в 1,4 раза, причем нарастание прочности прекратилось к концу первого года (рис. 1.2).

Прочность бетона на осевое сжатие. Кубиковая прочность. В железобетонных конструкциях бетон преимущественно используется для восприятия сжимающих напряжений. Поэтому за основную характеристику прочностных и деформативных свойств бетона принята его прочность на осевое сжатие. Все другие прочностные

характеристики: прочность на растяжение, срез, местное сжатие и модуль деформации зависят от прочности бетона на осевое сжатие. Прочность бетона на осевое сжатие определяется путем испытания (раздавливания) на прессе кубов. За стандартные образцы принимают кубы размером $15 \times 15 \times 15$ см, испытывают их при температуре 20°C через 28 дней твердения в нормальных условиях (температура воздуха $15 \dots 20^\circ\text{C}$ и относительная влажность $90 \dots 100\%$). Временное сопротивление эталонных кубов принимают за кубиковую прочность бетона. В ряде стран (США и др.) вместо кубика принят образец, имеющий форму цилиндра высотой $12 \dots 30,5$ см и диаметром $6 \dots 15,2$ см.

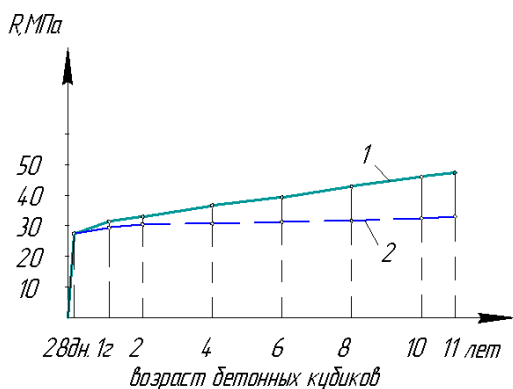


Рис. 1.2. Нарастание прочности бетона во времени: 1 — при хранении во влажной среде; 2 — при хранении в сухой среде

Кубиковая прочность бетона не является расчетной характеристикой, а служит для контроля качества бетона, так как на ее величину при испытании оказывают влияние силы трения между плитами пресса и гранями кубика. В результате мы получаем завышенную прочность. Силы трения создают эффект обоймы у оснований кубика, влияние которых уменьшается к середине, и поэтому кубик, разрушаясь, приобретает форму двух усеченных пирамид, соединенных меньшими основаниями (рис. 1.3, а). Если устранить влияние сил трения поверхностей касания смазкой или тефлоновыми прокладками, то поперечные деформации бетона проявятся свободно и трещины разрыва станут вертикальными. При этом кубиковая прочность уменьшится значительно — на $20 \dots 30\%$.

Для экономии расхода бетона на контрольные кубики ГОСТ допускает испытывать кубики размером $10 \times 10 \times 10$ см, при этом коэффициент перехода к прочности кубика с размерами $15 \times 15 \times 15$ см составляет 0,95. При увеличении размеров образцов прочность бетона уменьшается. Так, для куба с размерами $20 \times 20 \times 20$ см коэффициент перехода к стандартному образцу составляет 1,1.

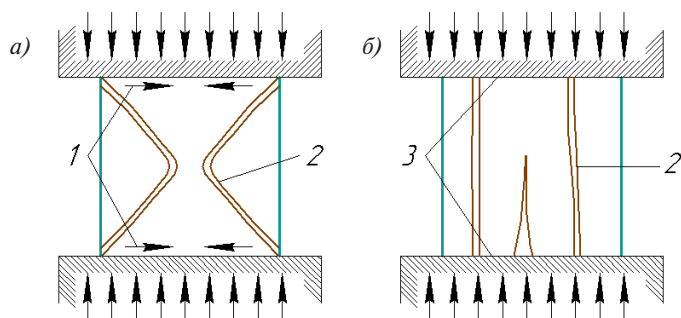


Рис. 1.3. Схема работы кубов при испытании:
 а – при наличии сил трения по опорным плоскостям;
 б – при отсутствии сил трения; 1 – силы трения; 2 – трещины;
 3 – смазка или тефлоновые прокладки

Призменная прочность. Под призменной прочностью бетона понимают временное сопротивление осевому сжатию призмы с соотношением высоты призмы к размеру стороны квадрата основания a , равным 4. Призменная прочность является фактической прочностью бетона на сжатие, так как при этих соотношениях геометрических размеров влияние сил трения на прочность бетона в средней части практически не сказывается и призма разрушается по вертикальным трещинам отрыва (рис. 1.4, а).

Призменная прочность $\sigma_{b,ult}$ составляет примерно 0,75...0,8 кубиковой прочности. По данным ЕКБ она составляет не менее 0,72 кубиковой. График зависимости призменной прочности от соотношения h/b приведен на рис. 1.4, б, на котором видно, что при соотношении $h/b = 3 \dots 4$ прочность призм практически остается постоянной.

Прочность на смятие (местное сжатие). Опыт показывает, что при действии сжимающей силы N на ограниченную площадку напряжения в толщу бетона распространяются под углом 45° . При

этом бетон под площадкой смятия может выдержать напряжения, значительно превышающие призмную прочность бетона.

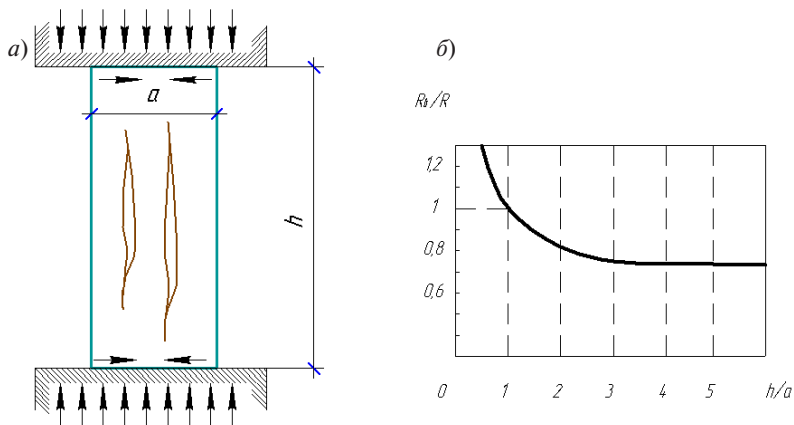


Рис. 1.4. Характер разрушения призмы под нагрузкой (а) и график зависимости призмной прочности бетона от отношения размеров испытываемого образца (б)

Повышение прочности бетона нагруженной части объясняется удерживающим влиянием бетона ненагруженной части (бетонной обоймой).

Прочность на осевое растяжение. Прочность бетона на растяжение зависит от прочности цементного камня (для тяжелых бетонов на плотных заполнителях). Из-за трудностей центровки растягивающей силы истинное временное сопротивление бетона на осевое растяжение получить трудно, поэтому на практике его определяют косвенными методами — по результатам испытаний цилиндрических образцов на раскалывание (рис. 1.5, а) или изгиба бетонных балок (рис. 1.5, б). По разрушающему моменту M бетонной балки определяют

$$\sigma_{bt,ult} = M / \chi W = 3,5M / bh^2, \quad (1.1)$$

где $\chi = 1,7$ — коэффициент, учитывающий неупругие деформации бетона сжатой зоны сечения; $W = bh^2/6$ — момент сопротивления балки прямоугольного сечения. Ориентировочно значение $\sigma_{bt,ult}$ (МПа) можно определять по эмпирической зависимости (формула Фере)

$$\sigma_{bt,ult} = 0,233\sqrt[3]{(\sigma_{b,ult})^2}. \quad (1.2)$$

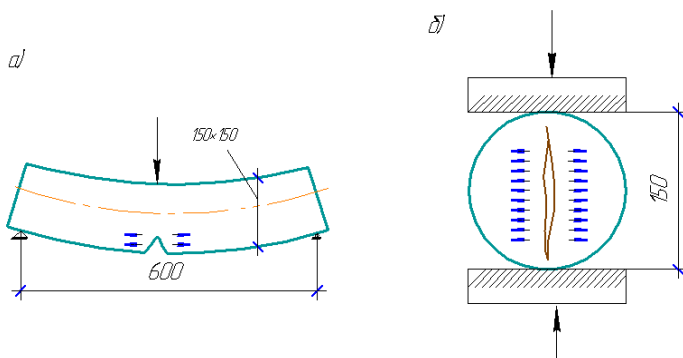


Рис. 1.5. Схема определения прочности бетона на растяжение: *a* – по результатам испытаний балочек на изгиб; *б* – по результатам испытания цилиндрических образцов на раскалывание

Прочность при срезе и скалывании. Прочность бетона при срезе в 1,5...2,0 раза выше, чем при растяжении. Под чистым срезом понимают разрушение элемента на части по сечению, к которому приложены перерезывающие силы, например $F/2$ (рис. 1.6, *a*).

Под чистым скалыванием понимают взаимное смещение (сдвиг) частей элемента между собой под действием скалывающих (сдвигающих) усилий (рис. 1.6, *б*). Временное сопротивление бетона срезу и скалыванию σ_{sh} принимают равным $2\sigma_{bt,ult}$.

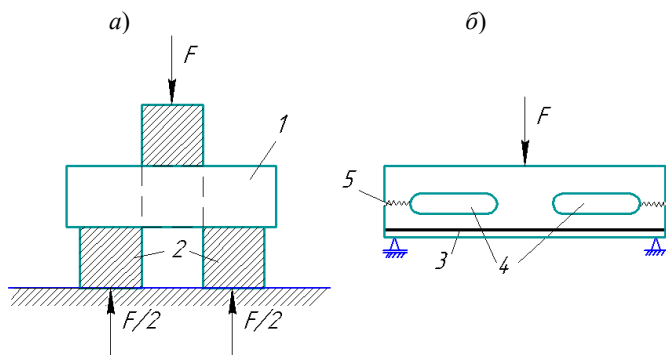


Рис. 1.6. Схема испытания образцов: *a* – на срез; *б* – на скалывание; 1 – испытуемый образец; 2 – неподвижные стальные опоры; 3 – рабочая арматура; 4 – прорезы (щели); 5 – участок, где происходит скалывание бетона

Прочность при длительном действии нагрузки. Пределом длительного сопротивления бетона называют наибольшие статические напряжения, которые он может выдерживать неограниченно долгое время без разрушения. При длительном действии нагрузки бетонный образец разрушается при напряжениях меньших, чем при кратковременной нагрузке (рис. 1.7). Это обуславливается влиянием развивающихся значительных неупругих деформаций и изменением структуры бетона и зависит от режима нагружения, начальной прочности и возраста бетона. Длительное сопротивление (рис. 1.7) может составлять 90 % от кратковременного и меньше. Поэтому при расчете прочности в расчетное сопротивление бетона сжатию и растяжению вводят коэффициенты условий работы, учитывающие влияние на прочность бетона вероятной длительности действия расчетных усилий и возрастания прочности бетона во времени.

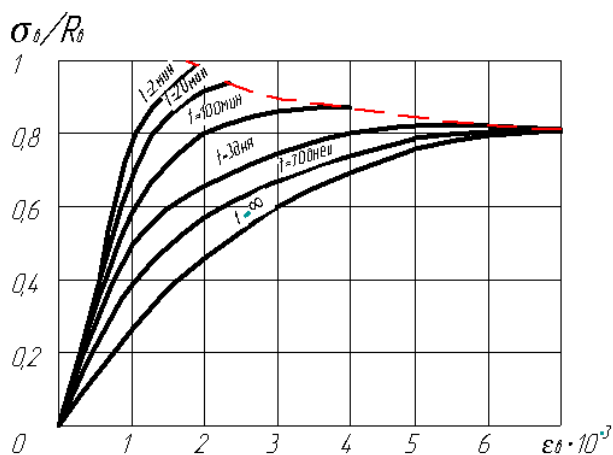


Рис. 1.7. Зависимость предела прочности бетона от длительности нагружения

Прочность при многократном действии нагрузки. Под прочностью бетона при многократно повторных (подвижных или пульсирующих) нагрузках (предел выносливости бетона) понимают напряжения, при которых количество циклов, необходимых для разрушения образца, составляет не менее $2 \cdot 10^6$. Установлено, что предел выносливости бетона уменьшается с уменьшением коэффи-

циента асимметрии цикла $\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$ (рис. 1.8), где σ_{\min} и σ_{\max} – попеременно возрастающие в бетоне минимальные и максимальные напряжения. Предел выносливости бетона σ_f определяют посредством умножения временных сопротивлений бетона $\sigma_{b,ult}$ и $\sigma_{bt,ult}$ на коэффициент условий работы бетона γ_{b1} .

Предел выносливости связан с нижней границей образования микротрещин R_{b1} . Если многократно повторная нагрузка вызывает в бетоне напряжения выше границы трещинообразования R_{b1} , то при большом количестве циклов наступает его разрушение. В нормах предел выносливости бетона принят в среднем равным $0,85 \sigma_{b,ult}$ ($\sigma_f = 0,85 \sigma_{b,ult}$). При 10^7 циклов загрузки $\sigma_f = 0,5 \sigma_{b,ult}$.

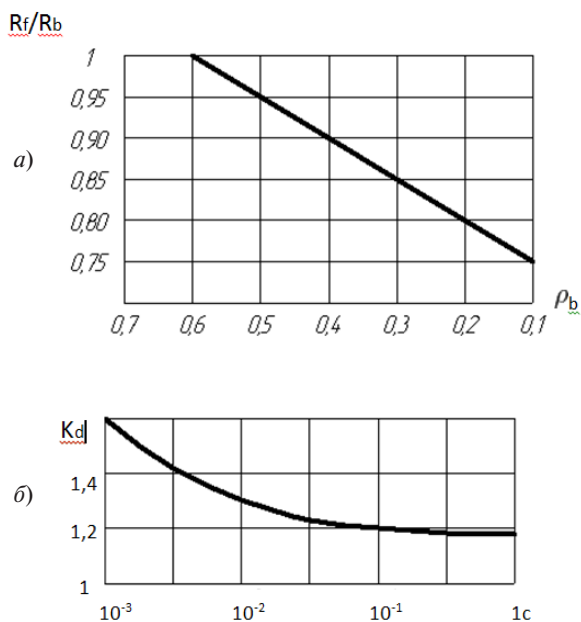


Рис. 1.8. Зависимость предела выносливости от коэффициента асимметрии циклов (а) и предела прочности от времени загрузки (б)

Динамическое упрочнение. При кратковременной (ударной, импульсной нагрузке, сейсмическом воздействии) динамической нагрузке большой интенсивности получают увеличение временного сопротивления бетона – динамическое упрочнение. Оно тем боль-

ше, чем меньше время нагружения образца. Динамическое временное сопротивление

$$\sigma_{bh} = \gamma_d \sigma_{b,ult}. \quad (1.3)$$

При времени загрузки, равном 0,1 с, коэффициент динамического упрочнения бетона $\gamma_d = 1,2$ (рис. 1.8, б). В нормах сейсмостойкого строительства этот коэффициент назван коэффициентом условий работы. Явление динамического упрочнения обусловлено энергопоглощающей способностью бетонов, работающих упруго в течение промежутка нагружения динамической нагрузкой. При импульсивном нагружении процесс микротрещин не успевает развиваться ввиду ограниченности времени.

5. Классы и марки бетона. При проектировании железобетонных конструкций в зависимости от их назначения и условий работы следует устанавливать показатели качества бетона, основными из которых являются: класс по прочности на сжатие B (нормативная кубиковая прочность); класс по прочности на осевое растяжение B_t (назначается в случаях, когда эта характеристика имеет главенствующее значение и контролируется на производстве); марка по морозостойкости F (должна назначаться для конструкций, подвергающихся в увлажненном состоянии действию попеременно замораживания и оттаивания); марка по водонепроницаемости W (должна назначаться для конструкций, к которым предъявляются требования ограниченной проницаемости); марка по средней плотности D (должна назначаться для конструкций, к которым кроме конструктивных предъявляются требования теплоизоляции); марка по самонапряжению S_p (должна назначаться для самонапряженных конструкций, когда эта характеристика учитывается в расчете и контролируется на производстве).

Класс бетона по прочности на сжатие B соответствует значению кубиковой прочности бетона на сжатие, МПа, с обеспеченностью 0,95. Связь класса бетона по прочности на сжатие со среднестатистическими временными сопротивлениями установлена зависимостью при коэффициенте вариации $V = 0,135$ (рис. 1.9).

$$B = R_m - \alpha S_m = R_m (1 - \alpha V_m), \quad (1.4)$$

где R_m – среднестатистическое временное сопротивление кубов ($15 \times 15 \times 15$ см), изготовленных и испытанных через 28 суток; α – показатель надежности для распределения Стьюдента; для вероятности 0,95 при односторонней критической области и бесконечном количестве образцов $\alpha = 1,64$; S – среднее квадратическое отклонение прочности бетона испытанной партии; $V = S_m/R_m$ – коэффициент вариации, принятый равным 0,135. Среднестатистическое временное сопротивление бетона сжатию испытанной партии из n образцов:

$$R_m = (n_1 R_1 + n_2 R_2 + \dots + n_k R_k) / n, \quad (1.5)$$

где n_1, n_2, \dots, n_k – число случаев, в котором было установлено временное сопротивление R_1, R_2, \dots, R_k ; n – общее число испытаний в партии.

Среднее квадратическое отклонение прочности бетона в испытанной партии

$$S_m = \sqrt{\frac{n_1 \Delta_1^2 + n_2 \Delta_2^2 + \dots + n_k \Delta_k^2}{n-1}}, \quad (1.6)$$

где $\Delta_1 = R_1 - R_m$; $\Delta_2 = R_2 - R_m$; ...; $\Delta_k = R_k - R_m$ – отклонения.

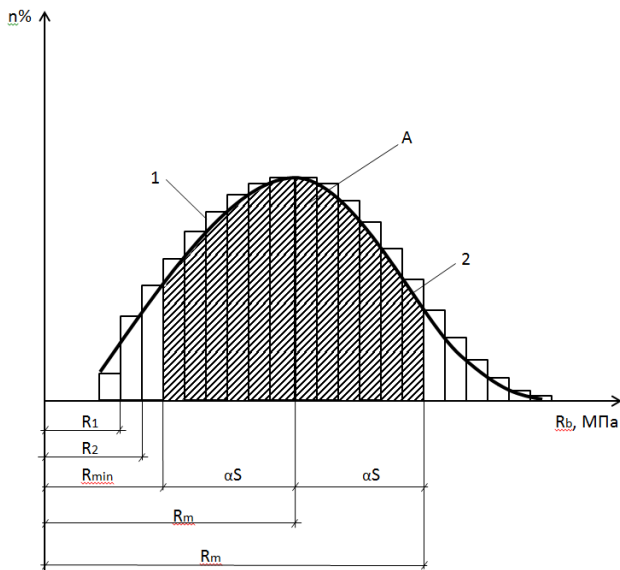


Рис. 1.9. Гистограмма (1) и кривая нормального распределения (2) прочности бетона в партии

Класс бетона по прочности на сжатие всегда указывается на рабочих чертежах конструкции. В зависимости от вида и условий работы железобетонных конструкций нормами установлены следующие классы бетона по прочности на сжатие (МПа):

– для тяжелых бетонов на цементном вяжущем – В3,5; В5; В7,5; В10; В12,5; В15; В20; В25; В30; В35; В40; В45; В50; В55; В60; В70; В80; В90; В100;

– для напрягающих бетонов – В20; В25; В30; В35; В40; В45; В50; В55; В60; В70;

– для мелкозернистых бетонов группы:

А – естественного твердения или подвергнутый тепловой обработке при атмосферном давлении на песке с модулем крупности свыше 2,0 – в диапазоне от В3,5 до В40;

Б – подвергнутого автоклавной обработке В15...В60;

– для легких бетонов при марках по средней плотности: D800, D900 – В2,5; В3,5; В5; В7,5; D1000, D1100 – В2,5; В3,5; В5; В7; В7,5; В10; В12,5; D1200, D1300 – в диапазоне от В3,5 до В20; D1400, D1500 – в диапазоне от В3,5 до В30; D1600, D1700 – в диапазоне от В7,5 до В40; D1800, D1900 – в диапазоне от В15 до В40; D2000 – в диапазоне от В25 до В40.

Соответствующие классы установлены и для ячеистых бетонов автоклавного и неавтоклавного твердения и поризованных при марках по средней плотности от D500 до D1200 – от В1,5 до В20.

Нормы рекомендуют принимать для железобетонных конструкций классы по прочности на сжатие для тяжелого и мелкозернистого бетона не ниже В15, для предварительно напряженных железобетонных конструкций – в зависимости от вида и класса напрягаемой арматуры, но не ниже В20. Передаточную прочность бетона R_{bp} (прочность бетона к моменту его обжатия, контролируемая аналогично классу бетона по прочности на сжатие) следует назначать не менее 15 МПа и не менее 50 % принятого класса бетона по прочности на сжатие.

Для легкого бетона класс по прочности на сжатие не ниже В3,5 – для однослойных и не ниже В2,5 – для двухслойных конструкций. Для железобетонных элементов из тяжелого и легкого бетонов, рассчитанных на воздействие многократно повторяющихся нагрузок –

не ниже В15, для железобетонных сжатых стержневых элементов из тяжелого, мелкозернистого и легкого бетонов – не ниже В15. Для сильно нагруженных железобетонных сжатых стержневых элементов – не ниже В25.

Класс бетона по прочности на растяжение B_f определяют при значении коэффициента вариации (статической изменчивости) $V = 0,165$. Нормами установлены следующие классы бетонов по прочности на растяжение (МПа):

- для тяжелого, напрягающего и мелкозернистого бетонов – $B_f 0,8$; $B_f 1,2$; $B_f 1,6$; $B_f 2$; $B_f 2,4$; $B_f 2,8$; $B_f 3,2$; $B_f 3,6$; $B_f 4,0$;
- для легких бетонов – $B_f 0,8$; $B_f 1,2$; $B_f 1,6$; $B_f 2$; $B_f 2,4$; $B_f 2,8$; $B_f 3,2$.

За проектную марку по морозостойкости F принимают минимальное число выдерживаемых циклов попеременного замораживания и оттаивания водонасыщенных образцов, испытанных в соответствии с государственным стандартом, при котором прочность снижается не более, чем на 15 % по сравнению с прочностью образца, не подвергающегося замораживанию.

Марку бетона по морозостойкости устанавливают для конструкций, подвергающихся в водонасыщенном состоянии попеременному замораживанию и оттаиванию: мостовые конструкции, трубы под насыпями, тротуарные плиты, бордюры и т. п.

Нормы устанавливают следующие марки по морозостойкости:

- для тяжелых, напрягающих и мелкозернистых бетонов – F50; F75; F100; F150; F200; F300; F400; F500; F600; F700; F800; F1000;
- для легких бетонов – F25; F35; F75; F100; F150; F200; F300; F400; F500;
- для ячеистых и поризованных бетонов – F15; F25; F35; F50; F75; F100.

В каждом конкретном случае марку бетона по морозостойкости назначают в зависимости от расчетной зимней температуры и класса здания. Для зданий первого класса, эксплуатируемых в условиях попеременного замораживания и оттаивания в водонасыщенном состоянии, в районах с расчетной зимней температурой -40 °С и выше марка бетона по морозостойкости должна быть не ниже F200, а при температуре -20 °С и выше – F100.

За марку по водонепроницаемости W принимают наибольшее давление воды (в МПа $\times 10^{-1}$), при котором не наблюдается ее просачивание через стандартный образец, испытанный по условиям государственного стандарта.

Для тяжелых и мелкозернистых бетонов нормами установлены следующие марки по водонепроницаемости – W2; W4; W6; W8; W10; W12; W14; W16; W18; W20; для легких бетонов – W2; W4; W6; W8; W10; W12.

Для напрягающего бетона марка по водонепроницаемости обеспечивается не ниже W12 и в проектах может не указываться. Конкретную марку бетона по водонепроницаемости принимают в зависимости от назначения здания, сооружения, максимального давления воды и условий эксплуатации.

Под маркой бетона по средней плотности D понимают гарантированную среднюю собственную массу бетона (кгс/м³), контролируруемую на базовых образцах в установленные сроки, согласно государственным стандартам. Марку бетона по средней плотности принимают для конструкций, к которым предъявляют требования теплоизоляции. Нормами установлены следующие марки: для легких бетонов – D800; D900; D1000; D1100; D1200; D1300; D1400; D1500; D1600; D1700; D1800; D2000; для ячеистых бетонов – D500; D600; D700; D800; D900; D1000; D1100; D1200; для поризованных бетонов – D800; D900; D1000; D1100; D1200; D1300; D1400. Числа в марке указывают на объемный вес бетона.

Под маркой бетона по самоупрочению S_p понимают гарантированное значение предварительного напряжения в бетоне (МПа), создаваемое в результате его расширения при наличии продольной арматуры в количестве 1 % и контролируемое на базовых образцах в установленные сроки, согласно установленному стандарту. Марку бетона по самоупрочению принимают в зависимости от предъявляемых к ним требований по трещиностойкости и жесткости. Для бетонов на напрягающем цементе установлены марки по самоупрочению $S_{p,0,6}$; $S_{p,0,8}$; $S_{p,1}$; $S_{p,1,2}$; $S_{p,1,5}$; $S_{p,2}$; $S_{p,3}$; $S_{p,4}$, где числа обозначают значение предварительного напряжения в бетоне в МПа.

6. Деформативные характеристики бетона. Виды деформаций

Для материалов, помимо данных о прочности, необходимо иметь характеристики деформативности, с помощью которых можно было бы определить перемещения. В железобетонных конструкциях вопросы деформаций приобретают особое значение. Под деформативностью бетона понимают его свойства изменять размер и форму под влиянием силовых воздействий и несиловых факторов. К несиловым относятся усадка, набухание, температурные воздействия. Деформации бетона имеют существенное значение также в предварительно напряженных конструкциях, в которых конечное значение напряжений обжатия бетона устанавливается с учетом неупругих деформаций.

Деформации бетонов делятся на две группы. К первой относятся температурные и усадочные, ко второй — деформации под нагрузкой (однократной кратковременной, длительной, повторной). Температурные и усадочные деформации являются объемными и развиваются одинаково во всех направлениях. Силовые деформации развиваются вдоль направления действия сил. Продольным деформациям соответствуют определенные поперечные; начальный коэффициент поперечной деформации бетона $\nu = 0,2$ (коэффициент Пуассона).

Температурные деформации бетонов. При изменении температуры окружающей среды в бетоне возникают объемные деформации. Средний коэффициент линейного расширения при нормальных условиях эксплуатации принимается постоянным и равным $1,0 \cdot 10^{-5}$ град⁻¹. Экспериментальные исследования показывают, что этот коэффициент может изменяться в относительно больших пределах (порядка 30 %). Он зависит от вида цемента, заполнителей, состава бетонной смеси, влажности и размеров сечения. Наибольшее влияние на бетон оказывает различие коэффициентов линейного расширения для цементного камня и заполнителей. Для цементного камня при температурах до 100 °С он близок к $1,25 \cdot 10^{-5}$, для каменных заполнителей он может меняться: от $0,7 \cdot 10^{-5}$ для известняка до $1,2 \cdot 10^{-5}$ для песчаника. Практически при изменениях температуры до 100 °С разница в коэффициентах расширения между цементными камнями и инертными не является источником возникновения существенных внутренних напряжений в бетоне.

При действиях высоких температур дело обстоит иначе. Объемные деформации для камня и цементного раствора при температуре свыше 250...300 °С меняются мало. В то время как для гранита и песчаника при температуре около 500 °С объемные деформации резко возрастают, для цементного камня максимум деформаций достигает при температуре около 300 °С, затем они уменьшаются и при температуре около 500 °С наблюдается сокращение объема. Столь резкая разница в деформациях вызывает значительные внутренние напряжения, разрывающие цементный скелет, что влечет за собой понижение механической прочности вплоть до разрушения. Поэтому при длительных воздействиях высоких температур (выше 200 °С) обычные бетоны не применяются, для таких конструкций используют специальные жаростойкие бетоны. Для жаростойких бетонов применяют заполнители, имеющие малый коэффициент расширения (бой красного кирпича, доменные шлаки и др.) и глиноземный цемент или портландцемент с тонкомолотыми добавками из хромита, цемянки и шамота.

Деформации от усадки. Выше были выяснены причины появления деформации усадки. Усадка зависит от количества цементного теста в бетоне: жирные бетоны дают большую усадку, причем наименьшей усадкой обладают портландцемент, наибольшей — глиноземные. Скорость нарастания усадки зависит от влажности окружающей среды: чем меньше влажность, тем больше величина усадочных деформаций и скорость их роста. В воде происходит набухание бетона, однако деформации набухания в 4...6 раз меньше деформаций усадки. По данным опытов для тяжелых бетонов деформации усадки $\varepsilon_{sh} = 3 \cdot 10^{-4}$ и более, для бетонов на пористых заполнителях $\varepsilon_{sh} = 4,5 \cdot 10^{-4}$.

Деформации бетона при однократном кратковременном нагружении. Зависимость между деформациями и напряжениями определяется при испытаниях призм с отношением высоты к стороне основания равном четырем путем замера продольных деформаций в средней их части. В общем случае полученная при испытаниях зависимость имеет криволинейный характер (рис. 1.10). При малых уровнях напряжений ($\sigma_b / \sigma_{b,ult} < 20\%$), когда процесс образования микротрещин не начался, пластические деформации равны нулю и полные деформации

бетона равны упругим. Если продолжить линейный участок графика, то эта линия разделит полные деформации бетона на упругие и пластические (рис. 1.10), при этом чем выше уровень напряжений в бетоне, тем больше диаграмма деформирования отклоняется от этой прямой. Таким образом, полные деформации бетона ε_b складываются из упругих ε_e и пластических ε_{pl} , которые при высоких уровнях напряжений в несколько раз превышают упругие:

$$\varepsilon_b = \varepsilon_e + \varepsilon_{pl}, \quad (1.7)$$

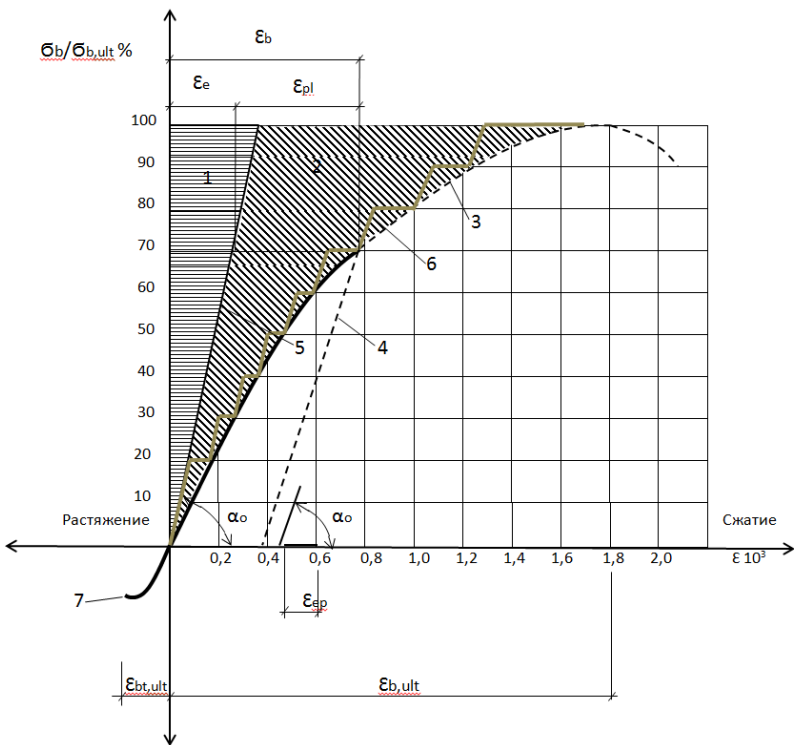


Рис. 1.10. Зависимость между деформациями и напряжениями бетона при сжатии и растяжении: 1 – область упругих деформаций; 2 – область пластических деформаций; 3 – кривая полных деформаций; 4 – кривая разгрузки; 5 – прямая упругих деформаций; 6 – поэтапное загрузку мгновенной нагрузкой; 7 – диаграмма растяжения

При разгрузке (кривая 4) упругие деформации восстанавливаются и восстанавливаются 10...15 % запаздывающих (остаточных)

деформаций ε_{pl} , которые называют деформациями упругого последствия. Если испытываемый образец загружать по этапам мгновенной нагрузкой, при которой пластические деформации не успевают развиваться и бетон работает упруго, и измерять деформации на каждой ступени сразу после приложения нагрузки и после выдержки под нагрузкой, то получим ступенчатый график (рис. 1.10, линия б).

Деформации, измеренные сразу после нагрузки, упругие и связаны с напряжениями линейным законом. Деформации, развивающиеся за время выдержки под нагрузкой — неупругие; они увеличиваются с ростом напряжений и на диаграмме имеют вид горизонтальных площадок.

Время выдержки на каждом этапе загрузений одинаково. Кривая, проведенная через точки максимальных деформаций, и есть диаграмма деформирования бетона при $t > 0$. При растяжении бетонных образцов мы получаем диаграмму растяжения бетона (рис. 1.10, кривая 7). Полные деформации бетона при растяжении ε_{bt} также складываются из упругих ε_{et} и пластических $\varepsilon_{pl,t}$:

$$\varepsilon_{bt} = \varepsilon_{et} + \varepsilon_{pl,t}. \quad (1.8)$$

При этом предельные деформации бетона (рис. 1.10) при сжатии ε_b на порядок больше предельных деформаций при растяжении ε_{bt} .

Упругие деформации бетона соответствуют лишь мгновенной скорости загрузки образца. С уменьшением скорости загрузки увеличиваются неупругие деформации и уменьшается предел прочности бетона (рис. 1.11).

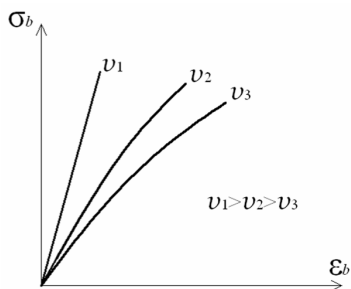


Рис. 1.11. Зависимость деформаций бетона от скорости загрузки

Значения предельных относительных деформаций тяжелого, мелкозернистого и напрягающего бетонов $\varepsilon_{b,ult}$ и $\varepsilon_{bt,ult}$ зависят от состава бетона и находятся в пределах $(1,8...3) \cdot 10^{-3}$ при сжатии и $(1...1,5) \cdot 10^{-4}$ при растяжении и принимают равными:

– при непродолжительном действии нагрузки:

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

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

– при продолжительном действии нагрузки – по табл. 1.1 в зависимости от относительной влажности воздуха окружающей среды.

Предельная растяжимость бетона существенно влияет на сопротивление образованию трещин в растянутых зонах железобетонных конструкций.

Таблица 1.1

Относительная влажность воздуха окружающей среды, %	Относительные деформации тяжелого, мелкозернистого и напрягающего бетона при продолжительном действии нагрузки					
	при сжатии			при растяжении		
	$\varepsilon_{b0} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{b2} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{bt,ref} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{b0} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{bt2} \cdot 10^3$	$\varepsilon_{bt1,ref} \cdot 10^3$
Выше 75	3,0	4,2	2,4	0,21	0,27	0,19
40...75	3,4	4,8	2,8	0,24	0,31	0,22
Ниже 40	4,0	5,6	3,4	0,28	0,36	0,26

Примечания.

- Относительную влажность воздуха окружающей среды принимают как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства.
- Для высокопрочных бетонов значения относительных деформаций ε_{b2} следует принимать с умножением на отношение $(270 - B)/210$.

Деформации при однократном длительном нагружении. Как показывают опыты и практика эксплуатации железобетонных конструкций при продолжительном действии постоянной нагрузки деформации бетона увеличиваются со временем. Причем наибольшая интенсивность нарастания неупругих деформаций наблюдается в первые 3...4 месяца и может продолжаться несколько лет.

Ползучесть называют свойство бетона, характеризующееся нарастанием неупругих деформаций при длительном действии постоянной нагрузки (рис. 1.12).

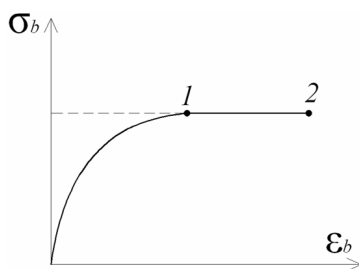


Рис. 1.12. Зависимость деформаций бетона от длительности загрузки

Природа ползучести объясняется длительным процессом кристаллизации и уменьшением количества геля при твердении цементного камня. Под нагрузкой происходит перераспределение напряжений с вязкой гелевой структурной составляющей на кристаллический сросток цементного камня и зерна заполнителя.

На диаграмме участок 0–1 характеризует деформации, возникающие при загрузке, участок 1–2 — нарастание неупругих деформаций при постоянном уровне напряжений. Деформации ползучести бетона обусловлены его структурными несовершенствами; абсолютная величина деформаций ползучести зависит от возраста, прочности и состава бетона, влажности среды и предыстории загрузки. Ползучесть бетона в сухой среде больше, чем во влажной. С увеличением возраста бетона к моменту его загрузки деформации ползучести уменьшаются, а с уменьшением размеров испытываемого образца при прочих равных условиях — увеличиваются.

Ползучесть подразделяется на линейную, при которой зависимость между напряжениями и деформациями приблизительно линейная, и нелинейную, которая начинается при напряжениях, превышающих границу образования структурных микротрещин. Опыты с бетонными призмами показывают, что независимо от того, с какой скоростью загрузки было получено напряжение (рис. 1.13, а), конечные деформации, соответствующие этому напряжению, будут одинаковыми. С ростом напряжений ползучесть бетона увеличивается; изменение деформации со временем при различной величине напряжений показано на рис. 1.13, б. С повышением напряжений в образцах

из бетона одного и того же класса и состава и при той же продолжительности действия нагрузки ползучесть бетона увеличивается.

Ползучесть бетона существенно зависит от технологических факторов, состава бетона и водоцементного отношения. С увеличением водоцементного отношения деформации ползучести увеличиваются.

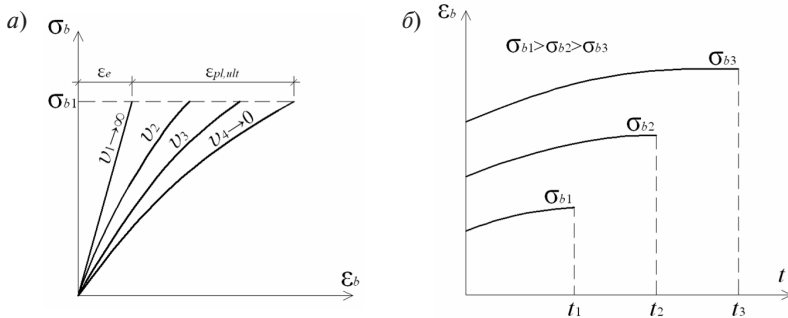


Рис. 1.13. Деформации ползучести бетона в зависимости от скорости начального нагружения (а) и времени выдержки под нагрузкой t и напряжением (б)

Бетоны на пористых заполнителях обладают большей ползучестью, чем тяжелые бетоны. Ползучесть и усадка бетона развиваются совместно. Поэтому полная деформация бетона представляет собой сумму деформаций: упругой ϵ_e , деформации ползучести ϵ_{pl} и усадки $\epsilon_{b,sh}$. Следует отметить, что усадка носит характер объемной деформации, в то время как ползучесть развивается главным образом в направлении действия силы.

Ползучесть и усадка в очень большой степени влияют на величину предварительного обжатия бетона в напрягаемых конструкциях и учитываются расчетом.

Релаксация напряжений. Релаксацией напряжения бетона называют процесс снижения напряжения при стеснении его деформаций. Если деформации бетона нарастают свободно, напряжения в сечениях элемента остаются постоянными. В напрягаемых элементах арматура препятствует свободным деформациям ползучести, и поэтому напряжения в бетоне не будут оставаться постоянными. Они будут снижаться по мере ползучести бетона, а в арматуре в связи с равенством усилий — увеличиваться. Таким образом, если

бетонному образцу задать деформацию ε_{b0} , вызывающую напряжение, а затем устранить возможности дальнейшего деформирования наложением связей, то с течением времени напряжения в бетоне будут уменьшаться (рис. 1.14), стремясь к некоторой конечной величине. Таким образом, релаксация бетона обуславливает во времени разгрузку бетона и нагружение арматуры, т. е. перераспределение напряжений между ними. Ползучесть и релаксация напряжений бетона имеет общую физико-механическую природу. Ползучесть бетона и релаксация напряжений обуславливают рост прогибов железобетонных конструкций с течением времени, снижают предварительные напряжения в арматуре, способствуют перераспределению усилий в статически неопределимых конструкциях.

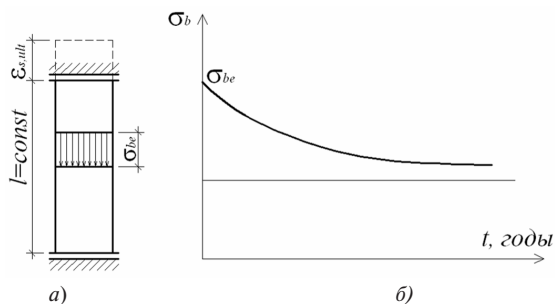


Рис. 1.14. Снижение напряжений во времени: *а* – опытный образец; *б* – снижение напряжений с течением времени

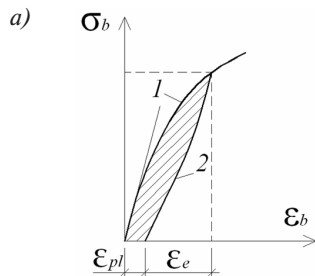
Деформации при многократном повторении нагрузки. Многократно повторные нагрузки могут иметь статический и динамический характер.

Статическими многократно повторными нагрузками являются такие, возрастание и снижение которых происходит медленно, а силы инерции не оказывают влияния на результаты расчета.

К динамическим многократно повторным нагрузкам относят меняющиеся во времени нагрузки, при которых нельзя пренебречь влиянием инерционных сил на напряженно-деформированное состояние конструкций.

К статическим многократно повторяемым можно отнести нагрузки от периодически освобождаемых хранилищ, к динамическим – нагрузки от вибрационных машин, сейсмические воздействия.

При однократном сжатии кратковременной нагрузкой бетонной призмы имеем кривую « $\sigma-\varepsilon$ », обращенную вогнутостью к оси деформаций (рис. 1.15, *a*), что обусловлено мгновенными пластическими деформациями бетона ε_{pl} , при разгрузке призмы последние восстанавливаются, вследствие чего образуется петля гистерезиса. Площадь петли означает энергию, необратимо рассеянную единицей объема тела за один цикл нагружения – разгрузки за счет несовершенства деформативных свойств материала.



б) σ_b , МПа

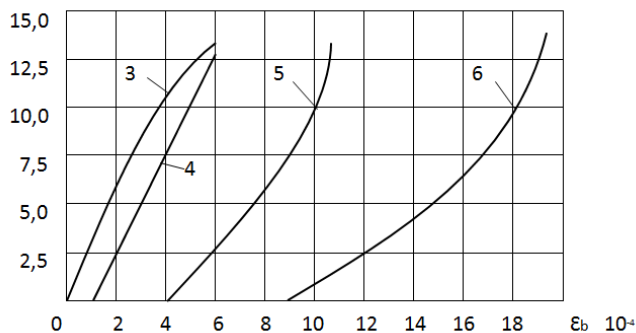


Рис. 1.15. Зависимость между деформациями и напряжениями при повторных нагружениях: *a* – один цикл нагрузки – разгрузки; *б* – многократное повторение циклов при $\sigma > R_f$; 1 – нагрузка; 2 – разгрузка; 3 – первичное нагружение; 4 – 675 циклов; 5 – $10,5 \cdot 10^4$ циклов; 6 – $34,1 \cdot 10^4$ циклов

При повторении циклов нагрузки – разгрузки происходит постепенная выборка неупругих деформаций, при этом площадь петли гистерезиса постепенно уменьшается, достигая в пределе стабильной величины. Если при загрузении образца напряжения σ_b не

превосходят предел выносливости ($R_f \approx 0,5 B$) бетона, деформации, постепенно затухая, достигают предельной величины, а стабильная зависимость между напряжениями и деформациями сохраняется при неограниченно большом числе циклов нагружения.

Когда напряжения в образцах превосходят предел выносливости, кривая « σ — ε » после некоторого числа циклов нагружения начинает выгибаться в противоположную сторону (рис. 1.15, б) и наступает хрупкое разрушение образца.

При циклических нагрузках вибрационного характера в присутствии статического пригруза, создающего асимметрию, происходит снижение длительной прочности до предела выносливости бетона R_f , а также интенсификация ползучести: появляется виброползучесть, приводящая к увеличению деформаций ползучести бетона.

Снижение длительной прочности и виброползучести бетона проявляется резко с ростом уровня напряжений, асимметрии циклов и частоты колебаний и смягчаются с увеличением исходных возраста и класса бетона. Указанные изменения механических свойств бетона существенно влияют на несущую способность и деформативность железобетонных конструкций, поэтому их учитывают при расчете.

Модуль деформации бетона. Модуль полных деформаций бетона при однократном осевом сжатии E'_b соответствует полным деформациям и является величиной переменной. Геометрически он определяется как тангенс угла α наклона касательной и кривой « σ — ε » в точке с заданным напряжением (рис. 1.16):

$$E'_b = d\sigma_b / d\varepsilon_b = \gamma \operatorname{tg} \alpha, \quad (1.9)$$

где $\gamma = 1$ МПа — масштабно-размерный коэффициент.

Постоянной величиной для заданного класса бетона является начальный модуль упругости бетона при однократном осевом сжатии E_b , который соответствует лишь упругим деформациям, возникающим при мгновенном нагружении. Геометрически он определяется как тангенс угла α_0 наклона прямой упругих деформаций:

$$E_b = \sigma_b / \varepsilon_{be} = \gamma \operatorname{tg} \alpha_0. \quad (1.10)$$

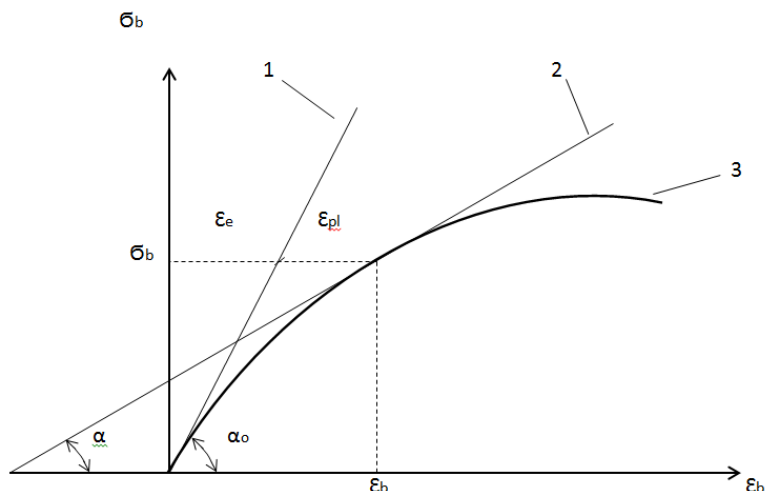


Рис. 1.16. Зависимость между деформациями и напряжениями: 1 – область упругих деформаций; 2 – касательная; 3 – кривая полных деформаций

При продолжительном действии нагрузки значение модуля деформаций бетона определяют по формуле

$$E_{b,\tau} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}, \quad (1.11)$$

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона, принимаемый согласно табл. 1.2

Таблица 1.2

Относительная влажность воздуха окружающей среды, %	Значения коэффициента ползучести бетона $\varphi_{b,cr}$ при классе тяжелого бетона на сжатие										
	B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60... B100
Выше 75	2,8	2,4	2,0	1,8	1,6	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0
40...75	3,9	3,4	2,8	2,5	2,3	2,1	1,9	1,8	1,6	1,5	1,4
Ниже 40	5,6	4,8	4,0	3,6	3,2	3,0	2,8	2,6	2,4	2,2	2,0

Примечание. Относительную влажность воздуха окружающей среды принимают как среднюю месячную относительную влажность наиболее теплого месяца для района строительства.

Начальный модуль упругости бетона E_b может определяться из специальных испытаний призм как отношение σ_b/ϵ_b при напряжениях $\sigma_b/R_{bn} < 0,3$ и может быть приближенно вычислен по формулам:

– для тяжелого бетона

$$E_b \approx \frac{5,5 \cdot 10^5 B}{(870 + B)}; \quad (1.12)$$

– для легкого бетона

$$E_b \approx 0,6\gamma\sqrt{B}. \quad (1.13)$$

Здесь γ – плотность бетона, кг/м³; B – класс бетона по прочности на сжатие, МПа. Значение E_b при тепловой обработке снижается на 10 %, а при автоклавной на 25 %. Бетоны на пористых заполнителях обладают в 1,5...2 раза меньшим значением начального модуля упругости, поэтому являются более деформативными по сравнению с бетонами на плотных заполнителях.

Значение модуля сдвига G бетона принимают по установленной в теории упругости зависимости

$$G = \frac{E_b}{2(1+\nu)}. \quad (1.14)$$

При коэффициенте Пуассона (коэффициент поперечной деформации) для бетона $\nu = 0,2$ получим $G = 0,42E_b$. В расчетах значения модуля сдвига бетона принимают равным $0,4E_b$.

В качестве расчетных диаграмм состояния бетона, используемых при расчете конструкций по нелинейной деформационной модели, определяющих связь между напряжениями и относительными деформациями, могут быть использованы любые виды диаграмм бетона: криволинейные, в том числе с ниспадающей ветвью, кусочно-линейные (двухлинейные и трехлинейные), отвечающие поведению бетона. При этом должны быть обозначены основные параметрические точки диаграмм (максимальные напряжения и соответствующие деформации, граничные значения и т. д.).

В качестве рабочих диаграмм состояния тяжелого, мелкозернистого и напрягающего бетона, определяющих связь между напряжениями и относительными деформациями, принимают упрощенные трехлинейную и двухлинейную диаграммы (рис. 1.17, а, б) по типу диаграмм Прандтля.

При трехлинейной диаграмме (рис. 1.17, а) сжимающие напряжения бетона σ_b в зависимости от относительных деформаций укорочения бетона ε_b определяют по формулам:

при $0 \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b1}$

$$\sigma_b = E_b \cdot \varepsilon_b; \quad (1.15)$$

при $\varepsilon_{b1} < \varepsilon_b < \varepsilon_{b0}$

$$\sigma_b = \left[\left(1 - \frac{\sigma_{b1}}{R_b} \right) \cdot \frac{\varepsilon_b - \varepsilon_{b1}}{\varepsilon_{b0} - \varepsilon_{b1}} + \frac{\sigma_{b1}}{R_b} \right] \cdot R_b; \quad (1.16)$$

при $\varepsilon_{b0} \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b2}$

$$\sigma_b = R_b. \quad (1.17)$$

Значения напряжений σ_{b1} принимают

$$\sigma_{b1} = 0,6 \cdot R_b,$$

а значения относительных деформаций ε_{b1} принимают

$$\varepsilon_{b1} = \frac{\sigma_{b1}}{E_b}.$$

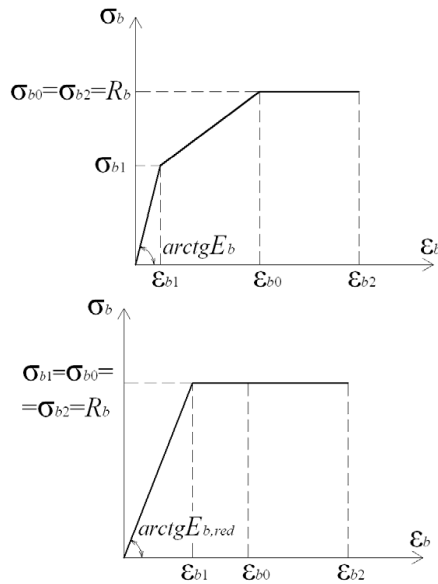


Рис. 1.17. Диаграммы состояния сжатого бетона:
 а — трехлинейная диаграмма состояния сжатого бетона;
 б — двухлинейная диаграмма состояния сжатого бетона

Значения относительных деформаций ε_{b2} для тяжелого, мелкозернистого и напрягающего бетонов принимают:

- при непродолжительном действии нагрузки:
 - для бетонов класса по прочности на сжатие В60 и ниже $\varepsilon_{b2} = 0,0035$;
 - для высокопрочных бетонов класса по прочности на сжатие В70... В100 ε_{b2} принимается по линейному закону от 0,0033 при В70 до 0,0028 при В100;
 - при продолжительном действии нагрузки – по табл. 1.2.

Значения R_b , E_b и ε_{b0} принимают согласно классу бетона по прочности на сжатие.

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

- при непродолжительном действии нагрузки:
 - $\varepsilon_{b0} = 0,002$ при осевом сжатии;
 - $\varepsilon_{b0} = 0,0001$ при осевом растяжении;
 - при продолжительном действии нагрузки – по табл. 1.1 в зависимости от относительной влажности воздуха окружающей среды.

При двухлинейной диаграмме (рис. 17, б) сжимающие напряжения бетона σ_b в зависимости от относительных деформаций ε_b определяют по формулам:

при $0 \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b1}$,

$$\sigma_b = E_{b,red} \cdot \varepsilon_b, \quad (1.18)$$

где

$$\varepsilon_{b1} = \frac{R_b}{E_{red}}; \quad (1.19)$$

при $\varepsilon_{b1} \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{b2}$,

$$\sigma = R_b. \quad (1.20)$$

Значения приведенного модуля деформации бетона $E_{b,red}$ принимают:

$$E_{b,red} = \frac{R_b}{\varepsilon_{b1,red}}.$$

- Значения относительных деформаций $\varepsilon_{b1,red}$ принимают:
- для тяжелого бетона при непродолжительном действии нагрузки $\varepsilon_{b1,red} = 0,0015$;

- для легкого бетона при непродолжительном действии нагрузки $\varepsilon_{b1,red} = 0,0022$;
- для тяжелого бетона при продолжительном действии нагрузки по табл. 1.1.

Значения R_b, ε_{b2} принимают как в трехлинейной диаграмме.

1.2. Арматура

1. Назначение и виды арматуры. Арматуру (гибкие или жесткие стальные стержни) размещают в сечении элемента в соответствии с эпюрами изгибающих моментов, поперечными или продольными силами, действующими на конструкцию в стадии эксплуатации. Назначение арматуры – воспринимать растягивающие усилия (при изгибе, внецентренном сжатии, центральном и внецентренном растяжении), а также усадочные и температурные напряжения. Значительно реже арматуру устанавливают для усиления сжатых зон изгибаемых элементов, однако она эффективна для армирования центрально-сжатых колонн, работающих с малыми эксцентриситетами. Гибкую арматуру применяют в виде отдельных стержней или проволоки (напрягаемая арматура) или в виде арматурных изделий каркасов и сеток.

По назначению арматуру подразделяют на рабочую и монтажную. Арматура, площадь сечения которой устанавливается по расчету на действие внешних нагрузок, называют рабочей. В зависимости от воспринимаемых усилий рабочую арматуру подразделяют на продольную и поперечную (рис. 1.18, 1.19). Продольная рабочая арматура воспринимает продольные усилия. Располагают ее параллельно наружным граням элементов. Поперечная арматура направлена перпендикулярно продольной арматуре (хомуты, поперечные стержни) или под углом 45° (отгибы). Поперечная арматура воспринимает поперечные усилия.

Содержание продольной арматуры в сечении оценивается коэффициентом армирования

$$\mu = A_s/A,$$

где A_s – площадь продольной арматуры; A – площадь поперечного сечения элемента.

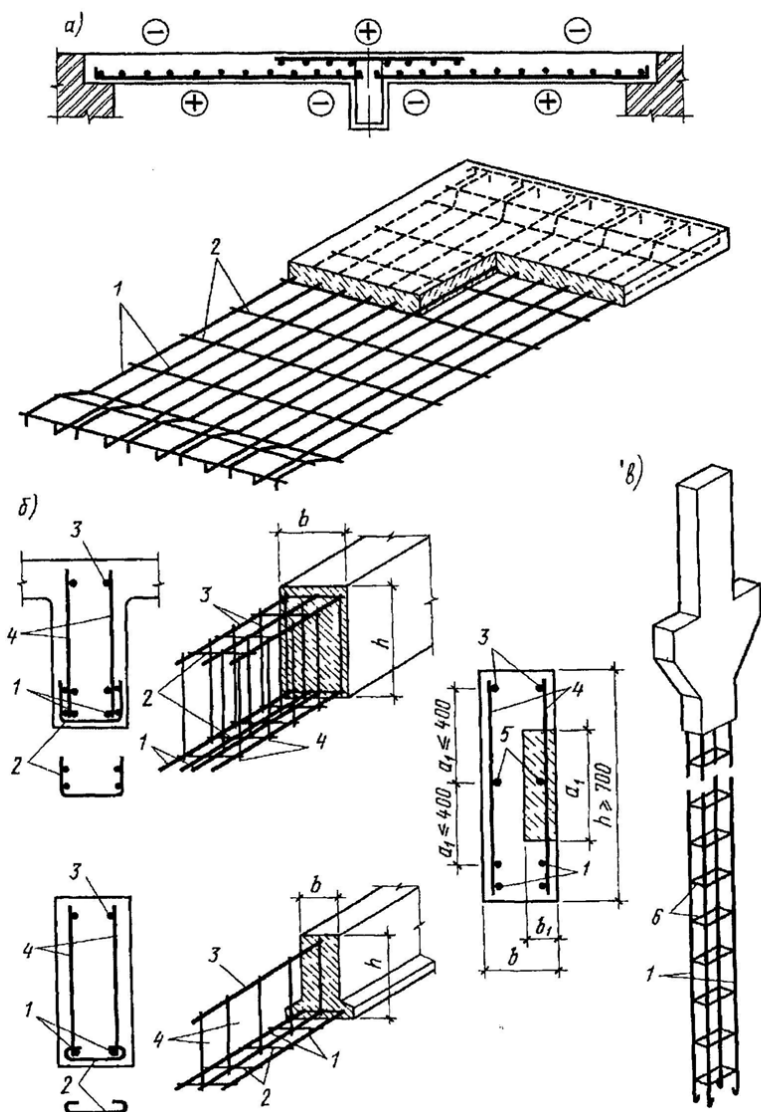


Рис. 1.18. Армирование железобетонных элементов: *a* – плиты; *б* – балки; *в* – колонны; *1* – рабочая продольная арматура; *2* – конструктивная; *3* – монтажная; *4* – поперечная рабочая; *5* – конструктивная продольная; *б* – хомуты (поперечная арматура) колонн

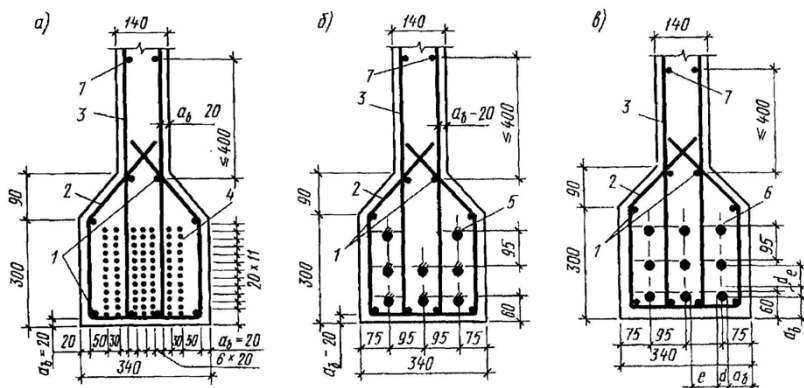


Рис. 1.19. Примеры армирования растянутой зоны тавровых балок: *а* – отдельными напрягаемыми проволоками; *б* – напрягаемыми стержнями; *в* – напрягаемыми канатами; 1 – продольная монтажная ненапрягаемая арматура; 2 – хомуты, охватывающие напрягаемую арматуру; 3 – поперечная арматура балки; 4 – напрягаемая высокопрочная проволока; 5 – напрягаемая стержневая арматура; 6 – напрягаемые канаты; 7 – конструктивная противоусадочная продольная арматура

Монтажная (продольная или поперечная) арматура ставится без расчета по конструктивным или технологическим требованиям. Она предназначена для более равномерного распределения сосредоточенной нагрузки между стержнями рабочей продольной арматуры, а также для сохранения проектного положения продольной и поперечной арматуры при бетонировании. Монтажную арматуру устанавливают также для восприятия не учитываемых расчетом усилий от усадки и ползучести бетона температурных напряжений, местных напряжений. Диаметр монтажной арматуры принимают не менее 10...12 мм.

Гибкую арматуру классифицируют по четырем признакам. В зависимости от технологии изготовления различают стержневую горячекатаную и проволочную холоднотемпературную арматуру. Под стержневой горячекатаной арматурой подразумевают гладкую и периодического профиля арматуру диаметром от 6 до 50 мм, причем независимо от того, как она поставляется промышленностью – в прутках ($D \geq 12$ мм, длиной до 13 м) или в мотках (бунтах) ($D < 12$ мм, массой до 1300 кг). Под арматурой периодического профиля понимают арматуру, на поверхности которой имеются часто расположенные кольцевые постоянной высоты или серповидные

переменной высоты выступы, обеспечивающие лучшее сцепление арматуры с бетоном (рис. 1.20, 1.21). Класс такой арматуры обозначают буквой А.

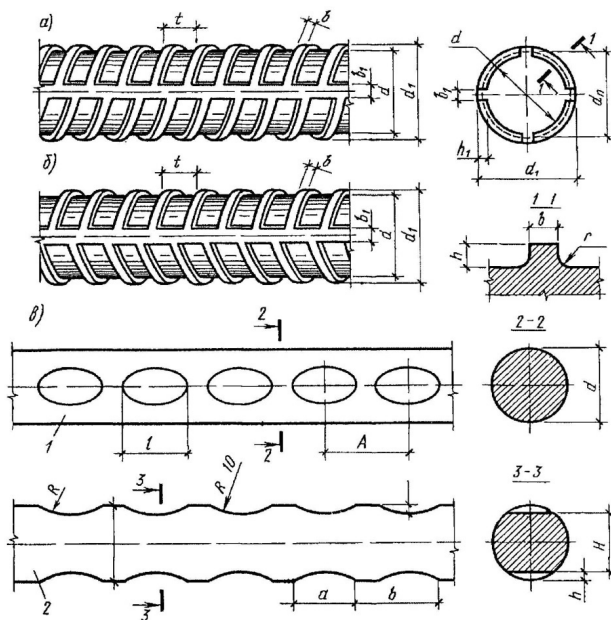


Рис. 1.20. Арматура периодического профиля: *а* – стержневая класса А300 (в СП 63.13330.2012 не предусмотрена); *б* – стержневая класса А400; *в* – холоднодеформированная класса Вр

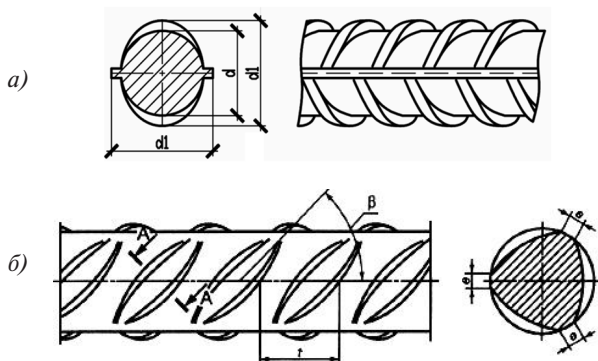


Рис. 1.21. Арматура с серповидными выступами переменной высоты: *а* – горячекатаный прокат; *б* – холоднодеформированный прокат

Под холоднодеформированной арматурой понимают проволочную арматуру периодического профиля диаметром 3...16 мм, полученную методом волочения, т. е. методом протяжки через фильеры (отверстия, через которые протягивают арматуру) с последовательно уменьшающимися диаметрами.

Периодический профиль проволоки образован кольцевыми выступами или вмятинами на двух диаметральных сторонах. Класс такой арматуры обозначают буквой *B*. Повышение прочности стали при холодной обработке основано на явлении наклепа, который заключается в том, что предел текучести стали повышается после пластической деформации (рис. 1.22). Как показывает диаграмма, одновременно с повышением предела текучести исчезает площадка текучести и уменьшается относительное удлинение. Повышение прочности, являющееся следствием изменения структуры при пластической деформации, исчезает от рекристаллизации стали при повышении температуры примерно до 400 °С. Это следует иметь в виду при сварке или нагреве арматуры.

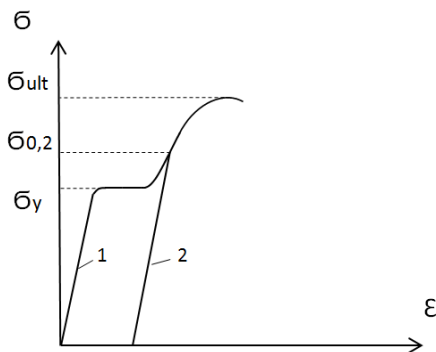


Рис. 1.22. Диаграмма упрочнения стали:
1 — до упрочнения; 2 — после механического упрочнения

В зависимости от способа последующего упрочнения горячекатаная арматура может быть термически упрочненной, т. е. подвергнутой термической обработке, или упрочненной в холодном состоянии вытяжкой. Термическая обработка стали сводится к нагреванию ее до различной температуры (от 200 до 900 °С) и последующему охлаждению. В зависимости от термической обработ-

ки, способа нагрева, температуры, окружающей среды (воздух, масло, вода, свинцовая ванна), скорости протекания процесса, напряженного состояния сталь приобретает различную структуру, что отражается на ее прочности. Следует отметить, что термически обработанная сталь обладает большей пластичностью по сравнению с холоднообработанной.

По форме поверхности арматура бывает гладкой и периодического профиля. Выступы в виде ребер на поверхности стержневой арматуры и проволоки или вмятины на поверхности проволоки образуют периодический профиль, что значительно увеличивает сцепление с бетоном (рис. 1.20, 1.21).

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

2. Механические свойства арматурных сталей, характеристики прочности и деформаций. Под прочностными характеристиками понимают физический σ_y или условный $\sigma_{0,2}$ предел текучести арматуры, временное сопротивление σ_{ult} , устанавливаемые по диаграмме « σ – ε » при испытании образцов на растяжение (рис. 1.23).

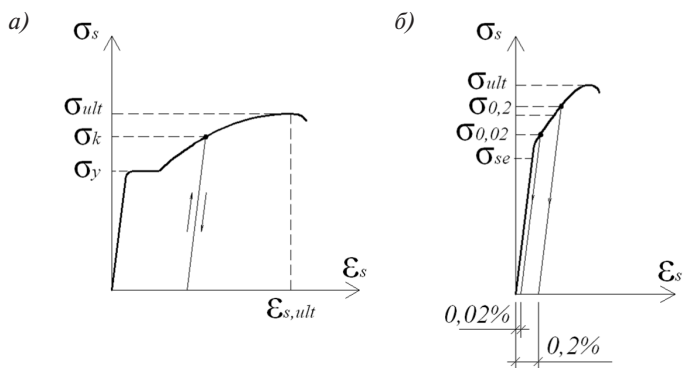


Рис. 1.23. Диаграммы растяжения:
a – мягких сталей; *б* – твердых сталей

Эти характеристики зависят от механического состава стали и технологии изготовления арматуры. Все стали условно можно разделить на две группы: мягкие стали с физическим пределом текучести на диаграмме « σ – ε » и высоколегированные упрочненные (твер-

дые), у которых физический предел текучести отсутствует. Мягкие стали характеризуются большим относительным удлинением при разрыве от 10 до 25 %. За площадкой текучести такие стали приобретают свойство повышать сопротивление с ростом деформаций, наступает стадия самоупрочнения стали. Наивысшая точка графика соответствует условной величине предела прочности — временному сопротивлению стали σ_{ult} .

Для стержневой арматуры повышенной прочности и высокопрочной проволоки из так называемых твердых сталей четкого предела упругости и предела текучести на диаграмме « σ — ε » нет, поэтому пользуются понятием условного предела упругости и условного предела текучести. За условный предел упругости таких сталей принимают напряжение, при котором возникают остаточные относительные деформации, равные 0,02 % от предельных остаточных деформаций. Эти напряжения обозначают $\sigma_{0,02}$. За условный предел текучести принимают напряжение, при котором остаточные относительные деформации составляют 0,2 % от предельных остаточных деформаций. Они обозначаются $\sigma_{0,2}$. Основным показателем прочности твердых сталей является временное сопротивление разрыву σ_{ult} . Относительное удлинение при разрыве у этих сталей составляет от 3 до 10 % (рис. 1.23).

Повышение прочности горячекатаной арматурной стали и уменьшение удлинения при разрыве достигают введением в ее состав при изготовлении углерода и различных легирующих добавок: марганца (обозначение Г), кремния (С), хрома (Х), титана (Т), циркония (Ц) и др. Содержание углерода свыше 0,3...0,5 % снижает пластичность и ухудшает свариваемость стали. Марганец повышает прочность стали без существенного снижения ее пластичности. Кремний повышает прочность стали, ухудшает ее свариваемость. Содержание каждой легирующей добавки находится в пределах 0,6...2 %.

Пластические свойства арматурных сталей имеют большое значение для работы железобетонных конструкций под нагрузкой, механизации арматурных работ. Пластичность арматурной стали характеризуется относительным удлинением при испытаниях на разрыв образцов длиной равной пяти диаметрам стержня или 100 мм, а также оценивается углом изгиба при испытании на изгиб вокруг оправки

диаметром, равным 3...5 диаметрам стержня. Стали с пониженными пластическими свойствами имеют большую вероятность хрупкого разрыва в конструкциях под нагрузкой, хрупкого излома арматуры в местах резкого перегиба или при закреплении в захватах, анкерах. Минимально допустимое относительное удлинение и требования при испытании на холодный загиб установлены стандартами. Свариваемость арматурных сталей характеризуется надежностью соединения, отсутствием трещин и других дефектов металла в швах и прилегающих зонах. Свариваемость имеет существенно важное значение для изготовления сварных сеток и каркасов, выполнения сварных стыков при монтаже. Хорошо свариваются малоуглеродистые и низколегированные стали. Нельзя сваривать термически упроченные и упроченные вытяжкой арматурные стали, так как при сварке утрачивается эффект упрочнения.

Хладноломкостью или склонностью к хрупкому разрушению под напряжением при низких отрицательных температурах (ниже минус 30 °С) обладают горячекатаные арматурные стали некоторых видов из полуспокойной мартеновской и конвертерной стали. Арматура из высокопрочной проволоки и термически упроченной стали обладает более низким порогом хладноломкости.

Реологические свойства арматурных сталей характеризуются ползучестью и релаксацией. Ползучесть нарастает с повышением напряжений и ростом температуры. Релаксация (уменьшение напряжений) наблюдается в арматурных преднапряженных стержнях при неизменной длине, т. е. при отсутствии деформаций. Релаксация зависит от химического состава и механических свойств арматурной стали, технологии изготовления и способа применения и др. Значительной релаксацией обладает упроченная вытяжкой проволока, термически упроченная арматура, а также высоколегированная горячекатаная стержневая арматура. Релаксация горячекатаных низколегированных сталей незначительна. Опыты показали, что релаксация происходит в течение первых часов (1...3 часа), однако она может продолжаться длительное время. Потери напряжений от релаксации учитываются при изготовлении предварительно напряженных конструкций. Усталостное разрушение арматурной стали наблюдается при действии многократно повторяющейся нагрузки, оно носит характер хрупкого разрушения.

Предел выносливости арматурной стали зависит от числа повторений нагрузки n , характеристики цикла $\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}$. Чем больше число повторений n и чем меньше коэффициент ρ , тем ниже предел выносливости. Термически упрочненные арматурные стали имеют пониженный предел выносливости и поэтому не рекомендуются для конструкций, подверженных многократно повторяющейся нагрузке.

Динамическая прочность арматурной стали наблюдается при нагрузках большой интенсивности, действующих на сооружение за очень короткий промежуток времени (характерно при сейсмическом воздействии). В условиях высокой скорости деформирования арматурные стали работают упруго при напряжениях, превышающих предел текучести. При расчете на сейсмическое воздействие это явление учитывается коэффициентом $m_{кр} > 1$, на который умножается расчетное сопротивление. Динамическое упрочнение в меньшей степени проявляется в арматурных термически упрочненных или легированных сталях с условным пределом текучести $\sigma_{0,2}$ и практически не отражается на пределе прочности σ_{ult} для всех арматурных сталей.

При высокотемпературном нагреве происходит изменение структуры металла и снижение прочности арматурных сталей. Так, при нагреве до 400 °С предел текучести σ_y мягких сталей уменьшается на 30...40 %, модуль упругости уменьшается на 15 %. Заметное проявление ползучести арматуры в конструкциях под нагрузкой наблюдается при температуре свыше 350 °С. При нагреве происходит отжиг и потеря наклепа арматуры, упрочненной холодным деформированием, поэтому временное сопротивление у высокопрочной арматурной проволоки снижается интенсивнее, чем у горячекатаной арматуры. После нагрева и последующего охлаждения прочность у горячекатаной арматуры восстанавливается полнее, а у высокопрочной проволоки лишь частично.

3. Классификация арматуры. Классы арматуры по прочности на растяжение отвечают гарантированному значению предела текучести, физического или условного (равного значению напряжений, соответствующих остаточному относительному удлинению 0,1 или 0,2 %), с обеспеченностью не менее 0,95, определяемому по соответствующим стандартам. Стержневая горячекатаная арматура в зависимости от ее физического или условного предела текучести подразделяется на шесть классов (рис. 1.24) и маркируется буквой *A*.

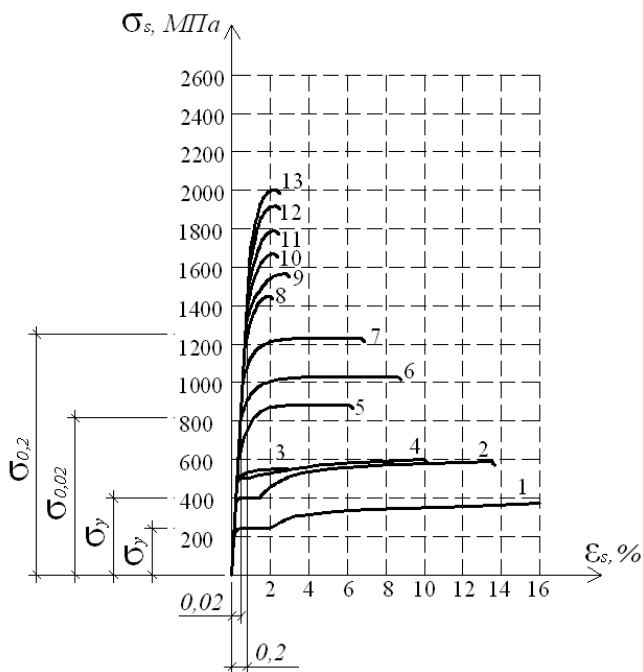


Рис. 1.24. Диаграмма арматурных сталей: 1 – горячекатаной класса А240; 2 – горячекатаной класса А400; 3 – обыкновенной проволоки В500; 4 – горячекатаной класса А500; 5 – термически упрочненной А600; 6 – горячекатаной класса А800; 7 – термически упрочненной класса А1000; 8 – высокопрочной проволоки В_р1300; 9 – высокопрочной проволоки В_р1400; 10 – то же В_р1500; 11 – то же В_р1600; 12 – то же В1700; 13 – то же В1700 диаметром 2 мм

Числа после обозначения класса А указывают на физический σ_y или условный $\sigma_{0,2}$ предел текучести арматуры с вероятной обеспеченностью 0,95 (в скобках указаны обозначения арматуры в соответствии со СНиП 2.03.01-84, встречающиеся на чертежах):

- горячекатаную гладкую А240 (А-I);
- горячекатаную и термомеханически упрочненную периодического профиля А400 (А-III), А500, А500С (серповидный профиль), А600 (А-IV, Ат-IVК), А800 (А-V, Ат-V, Ат-VСК), А1000 (А-VI, Ат-VI).

Проволочная холоднодеформированная арматура периодического профиля маркируется буквой В и в зависимости от условного предела текучести $\sigma_{0,2}$ разбита на семь классов:

- обыкновенную холоднодеформированную В500, В500С, В_p500 (В_p-I, В-I);
- высокопрочную холоднодеформированную В_p1200, В_p1300, В_p1400, В_p1500, В_p1600 (В_p-II).

Значение модуля упругости горячекатаной арматуры всех видов и холоднодеформированной проволоки принимается равным $E = 200\,000$ МПа.

Из высокопрочной арматурной проволоки заводы выпускают семипроволочные (К7, изготовленные из круглой гладкой проволоки; К7Т, изготовленные из проволоки периодического профиля; К70, пластически обжатые, изготовленные из гладкой проволоки) арматурные канаты (рис. 1.25) классов К1400 (К-7), К1500 (К-7), К1400 (К-19), К1600, К1700.

Классификация арматуры приведена в табл. 1.3.

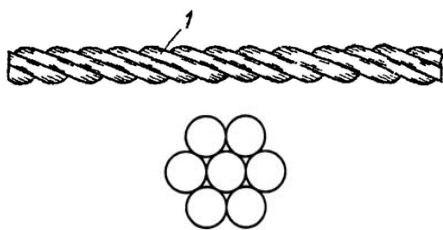


Рис. 1.25. Виды проволочной арматуры:
1 – общий вид арматурного каната К-7

Значение модуля упругости арматурных канатов принимается равным $E = 195\,000$ МПа.

При расчете железобетонных элементов по нелинейной деформационной модели в качестве расчетной диаграммы состояния (деформирования) арматуры, устанавливающей связь между напряжениями σ_s и относительными деформациями ϵ_s арматуры, принимают упрощенные диаграммы по типу диаграмм Прандтля для арматуры с физическим пределом текучести классов А240...А500, В500 двухлинейную диаграмму (рис. 1.26, а), а для арматуры с условным пределом текучести классов А600...А1000, В_p1200...В_p1600, К1400, К1500 и К1700 – трехлинейную (рис. 1.26, б), без учета упрочнения за площадкой текучести.

Таблица 1.3

Класс арматуры	Номинальный диаметр арматуры, мм	Физический σ_y или условный $\sigma_{0,2}$ предел текучести арматуры с вероятной обеспеченностью 0,95, в МПа	Временное сопротивление арматуры σ_{ult} , МПа
A240	6...40	240	373
A400	6...40	400	590
A500	4...40	500	600
A500C	6...40	500	600
A600	10...40	600	883
A800	10...32	800	1030
A1000	10...32	1000	1230
B500	3...16	500	550
B500C	4...12	500	550
B _p 500	3...5	500	550
B _p 1200	8	1200	1450
B _p 1300	7	1300	1500...1600
B _p 1400	4; 5; 6	1400	1670...1700
B _p 1500	3	1500	1780...1860
B _p 1600	3...5	1600	1860...2060
K1400	15	1400	1670...1860
K1500	6...18	1500	1770...1860
K1600	6; 9; 11; 12; 15	1600	1860...2060
K1700	6...9	1700	1960...2060

Диаграммы состояния арматуры при растяжении и сжатии принимают одинаковыми с учетом нормируемых расчетных сопротивлений арматуры растяжению и сжатию.

Допускается в качестве расчетных диаграмм состояния арматуры использовать криволинейные расчетные диаграммы, аппроксимирующие фактические диаграммы деформирования арматуры.

Напряжения в арматуре σ_s согласно двухлинейной диаграмме состояния арматуры определяют в зависимости от относительных деформаций ϵ_s по формулам:

при $0 < \varepsilon_s < \varepsilon_{s0}$

$$\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s; \quad (1.21)$$

при $\varepsilon_{s0} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{s2}$

$$\sigma_s = R_s. \quad (1.22)$$

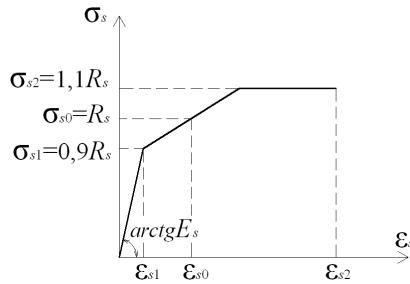
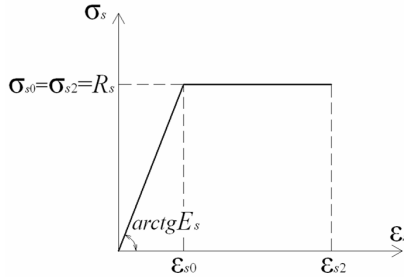


Рис. 1.26. Диаграммы состояния растянутой арматуры:
a – двухлинейная диаграмма; *b* – трехлинейная диаграмма

Напряжения в арматуре σ_s согласно трехлинейной диаграмме состояния арматуры определяют в зависимости от относительных деформаций ε_s по формулам:

при $0 < \varepsilon_s < \varepsilon_{s1}$

$$\sigma_s = \varepsilon_s \cdot E_s; \quad (1.23)$$

при $\varepsilon_{s1} \leq \varepsilon_s \leq \varepsilon_{s2}$

$$\sigma_s = \left[\left(1 - \frac{\sigma_{s1}}{R_s} \right) \cdot \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{s1}}{\varepsilon_{s0} - \varepsilon_{s1}} \right] \cdot R_s \leq 1,1R_s. \quad (1.24)$$

Значения напряжений σ_{s1} принимают равными $0,9R_s$, а напряжений σ_{s2} – равными $1,1R_s$. Значения относительных деформаций ε_{s1} принимают равными $0,9R_s/E_s$, а деформаций ε_{s2} – равными $0,015$.

Закладные детали в железобетонных конструкциях предназначены для стыковки различных элементов друг с другом с помощью сварки. Закладные детали представляют собой пластины различной конфигурации из листовой стали или отрезков прокатных профилей на поверхности элемента, связанные с ним анкерующими стержнями. Марка стали закладных деталей зависит от вида действующих усилий и условий эксплуатации. Так, для закладных деталей, рассчитываемых на статические нагрузки при расчетной температуре эксплуатации до минус 30 °С включительно, применяется сталь ВСтЗкп2 толщиной 4...30 мм, то же, но при расчетной температуре эксплуатации до минус 40 °С включительно – сталь ВСтЗпс толщиной 4...25 мм.

При действии динамических и многократно повторяющихся нагрузок и при расчетной температуре эксплуатации до минус 40 °С применяются стали марок ВСтЗпс6 толщиной 4...10 мм, ВСтЗПс5 толщиной 11...30 мм, ВСтЗсп5 толщиной 11...25 мм.

4. Применение арматуры в конструкциях. Выбор арматурной стали следует производить в зависимости от типа конструкции, наличия предварительного напряжения, а также от условий возведения и эксплуатации здания или сооружения. В качестве рабочей ненапрягаемой арматуры железобетонных конструкций следует преимущественно применять: стержневую арматуру класса А400, А500 и А600 в арматурных каркасах; арматурную проволоку класса В500 и Вр500 в сварных сетках.

Для поперечного и косвенного армирования следует преимущественно применять гладкую арматуру класса А240 из стали марок СтЗсп и СтЗпс, а также арматуру периодического профиля классов А400, А500, В500 и Вр500.

Для предварительно напряженных железобетонных конструкций следует предусматривать:

– в качестве напрягаемой арматуры: горячекатаную и термомеханически упрочненную периодического профиля классов А600, А800 и А1000; холоднодеформированную периодического профиля классов от Вр1200 до Вр1600; канатную 7-проволочную (К7) классов К1400, К1500, К1600, К1700;

– в качестве ненапрягаемой арматуры: горячекатаную гладкую класса А240; горячекатаную, термомеханически упрочненную А400,

A500, A600 и холоднодеформированную периодического профиля классов B500 и B_p500.

В конструкциях с ненапрягаемой арматурой, находящихся под давлением газов, жидкостей и сыпучих тел, следует преимущественно применять стержневую арматуру класса A240. Допускается применять стержневую арматуру класса A400 и арматурную проволоку класса B500.

В качестве напрягаемой арматуры предварительно напряженных железобетонных элементов при длине до 12 м включительно следует преимущественно применять термически и термомеханически упрочненную стержневую арматуру классов A600...A1000. Допускается применять высокопрочную холоднодеформированную периодического профиля проволоку классов B_p1200...B_p1600 и семипроволочные канаты классов K1400 и K1500.

Для предварительного напряжения железобетонных элементов при длине более 12 м следует преимущественно применять высокопрочную холоднодеформированную периодического профиля проволоку классов B_p1200...B_p1600 и семипроволочные канаты классов K1400...K1700. В качестве напрягаемой арматуры предварительно напряженных элементов, находящихся под давлением газов, жидкостей и сыпучих тел, следует преимущественно применять высокопрочную холоднодеформированную периодического профиля проволоку классов B_p1200...B_p1600 и семипроволочные канаты классов K1400...K1700, стержневую термомеханически упрочненную арматуру классов A800 и A1000. В конструкциях, подверженных действию агрессивной среды, следует преимущественно применять горячекатаную арматуру класса A600 и термомеханически упрочненную арматуру классов A600, A800.

При выборе вида и марок стали для арматуры, устанавливаемой по расчету, должны учитываться температурные условия эксплуатации конструкции и характер их нагружения согласно обязательному приложению норм.

Для монтажных (подъемных) петель элементов сборных железобетонных конструкций должна применяться горячекатаная арматурная класса A240 марок ВСтЗсп2 и ВСтЗпс2, обладающих высокими пластическими свойствами. В зданиях и сооружениях

с расчетной сейсмичностью 9 баллов без специальных анкеров не допускается применять арматурные канаты и стержневую арматуру периодического профиля диаметром более 28 мм из-за опасности нарушения сцепления.

5. Арматурные сварные изделия. К арматурным сварным изделиям относятся сварные сетки и каркасы, которые изготавливают в арматурных цехах на поточных технологических линиях, оборудованных сварочными машинами. Сварные сетки обычно выполняют с перпендикулярным расположением рабочих и распределительных стержней.

Сетки подразделяют по диаметрам стержней и по расположению рабочей арматуры.

В зависимости от диаметра стержней сетки подразделяют на тяжелые и легкие. К тяжелым относят сетки, имеющие в одном направлении стержни диаметром 12 мм и более. К легким относят сетки с продольными и поперечными стержнями диаметром от 3 до 10 мм включительно.

По расположению рабочей арматуры сетки подразделяют:

- на сетки с рабочей арматурой в одном из направлений (продольном или поперечном) и распределительной арматурой в другом направлении;
- сетки с рабочей арматурой в обоих направлениях.

Сетки изготавливают следующих типов (рис. 1.27 и 1.28):

- тип 1 – тяжелые с рабочей арматурой в продольном направлении с шагом 200 мм, диаметр которой больше диаметра распределительной арматуры, шаг которой 600 мм;
- тип 2 – тяжелые с рабочей арматурой в обоих направлениях и шагом 200 мм в обоих направлениях;
- тип 3 – тяжелые с рабочей арматурой в поперечном направлении с шагом 200 мм, диаметр которой больше диаметра распределительной арматуры, шаг которой 200 или 400 мм;
- тип 4 – легкие с поперечными стержнями на всю ширину сетки;
- тип 5 – легкие со смещенными поперечными стержнями.

В легких сетках шаг продольной арматуры принят от 100 до 500 мм, поперечной – от 100 до 400 мм.

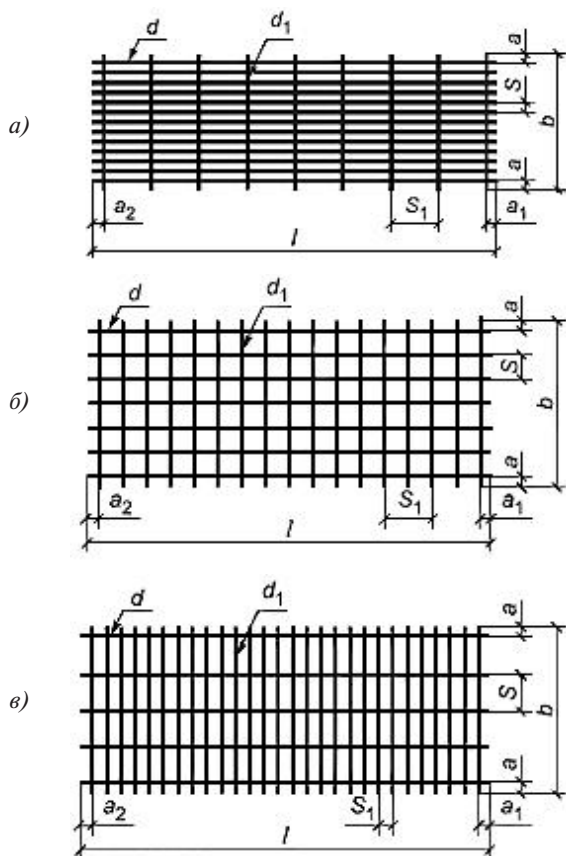


Рис. 1.27. Тяжелые арматурные сетки: а – тип 1; б – тип 2; в – тип 3

Сетки изготовляют плоскими или рулонными. Рулонными изготовляют легкие сетки с продольными стержнями из арматурной стали диаметрами от 3 до 5 мм включительно. Сетки должны иметь в одном направлении стержни одинакового диаметра. Диаметры рабочей арматуры сеток назначают из условия необходимой по расчету площади поперечного сечения арматуры. Отношение меньшего диаметра стержня к большему должно быть не менее 0,25. Основные параметры сеток приведены в табл. 1.4.

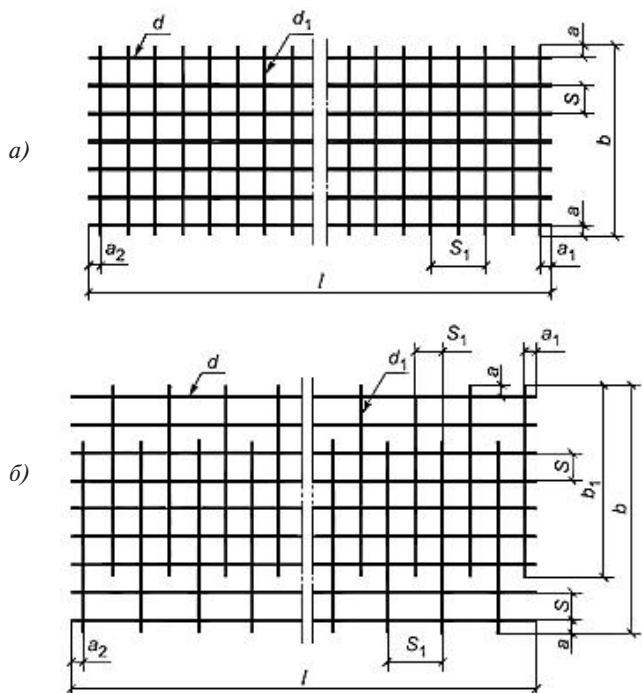


Рис. 1.28. Легкие арматурные сетки: а – тип 4; б – тип 5

Таблица 1.4

Вид сетки	Тип сетки	Ширина сетки b	Длина сетки l	Диаметры стержней $\frac{d}{d_1}$	Расстояние между стержнями (в осях) – шаг стержней		Размеры выпусков стержней	
					продольных s	поперечных S_1	поперечных a	продольных a и a_1
Тяжелые	1	От 650 до 3050	От 850 до 9000	$\frac{12-40}{6-16}$	200*	600**	25	кратные 25
	2							
	3	От 850 до 3050	От 850 до 6250	$\frac{6-16}{12-25}$	200 400	200		

Вид сетки	Тип сетки	Ширина сетки b	Длина сетки l	Диаметры стержней $\frac{d}{d_1}$	Расстояние между стержнями (в осях) – шаг стержней		Размеры выпусков стержней	
					продольных s	поперечных S_1	поперечных a	продольных a и a_1
Легкие	4	От 650 до 3800	От 850 до 9000 или до длины рулона	$\frac{3-10}{3-10}$	100 (150) 200 300 400 500	100 (75) 150 (125) 200 (175)	25***	
	5			$\frac{3-5}{5-10}$	250 300 400			

*Допускается применение шага стержней 100 и 300 мм в сетках типовой проектной документации на железобетонные конструкции.
** Допускается применение шага стержней 300 мм в сетках типовой проектной документации на железобетонные конструкции.
***Размеры выпусков продольных и поперечных стержней следует принимать равными или кратными 25 мм.

В качестве рабочей арматуры в тяжелых сетках следует применять стержневую свариваемую арматурную горячекатаную сталь классов А500С, А600С и А400 диаметром 10...40 мм.

В качестве распределительной арматуры в тяжелых сетках типа 1 применяют арматурную сталь классов А400, А500С, В500С и А600С диаметрами 6...16 мм, в сетках типа 3 – арматурную сталь классов А400, А500С, В500С и А600С диаметром 10...16 мм и А240 диаметром 6...16 мм. Легкие сетки следует изготавливать из холоднодеформируемой свариваемой арматурной стали класса В500С диаметром 4...5 мм, арматурной проволоки класса Вр500 диаметром 3...5 мм и стержневой арматурной стали классов А400, А500С, В500С и А240 диаметром 6...10 мм.

Сетки обозначают марками следующей структуры:

$$xC \frac{d}{d_1} b \times l,$$

где x – обозначение типа сетки; C – обозначение наименования сварной сетки (с добавлением для рулонных сеток индекса p); d и d_1 – диаметры продольных и поперечных стержней, соответ-

ственно, с указанием класса арматурной стали; b и l — ширина и длина сетки, см, соответственно.

Для сеток с размерами выпусков поперечных и продольных стержней, отличающимися от 25 мм, обозначение марки сетки после обозначения длины сетки дополняют следующим обозначением:

$$\frac{a_1 + a_2}{a}$$

Примеры условных обозначений:

— тяжелой сетки типа 1 с продольными стержнями из арматурной стали класса А500С диаметром 25 мм, с шагом 200 мм и с поперечными стержнями из арматурной стали класса А500С диаметром 10 мм, с шагом 600 мм, шириной 2050 мм и длиной 6650 мм, с выпусками продольных и поперечных стержней 25 мм:

$$1C \frac{25A500C}{10A500C} 205 \times 665;$$

— плоской легкой сетки типа 4 с продольными стержнями из арматурной стали класса А500С диаметром 10 мм и поперечными стержнями из арматурной стали В500С диаметром 5 мм, с шагом продольных и поперечных стержней 100 мм, шириной 2550 мм и длиной 6050 мм, с выпусками продольных и поперечных стержней 25 мм:

$$4C \frac{10A500C}{5B500C - 100} 255 \times 605;$$

— рулонной сетки типа 5 с продольными и поперечными стержнями из арматурной стали класса В500С диаметром 5 мм, с основным шагом продольных стержней 200 мм и доборным — 100 мм, с шагом поперечных стержней 150 мм, шириной 2340 мм и длиной 12 000 мм, с выпусками продольных стержней 125 и 175 мм, с выпусками поперечных стержней 20 мм:

$$5Cp \frac{5B500C - 200(100)}{5B500C - 150} 234 \times 1200 \frac{125 + 175}{20}.$$

Плоские сварные каркасы (в некоторых случаях их называют сетками) применяются в основном для армирования изгибаемых элементов. Их образуют из одного, двух или более рабочих и одного монтажного стержней, привариваемых с одной стороны к попереч-

ным стержням. Рабочие стержни размещают в один, два и более ряда (рис. 1.29). Пространственные каркасы собирают из плоских каркасов или выполняют целиком вязаными. Пространственными каркасами армируют изгибаемые и сжатые конструкции (см. рис. 1.29, *в, з*). Размеры выпусков продольных и поперечных стержней каркасов должны быть не менее $0,5d_1 + d_2$ или $0,5d_2 + d_1$ и не менее 20 мм, соотношение диаметров свариваемых поперечных и продольных стержней должно быть не менее 0,3 для обеспечения качественного сварного соединения.

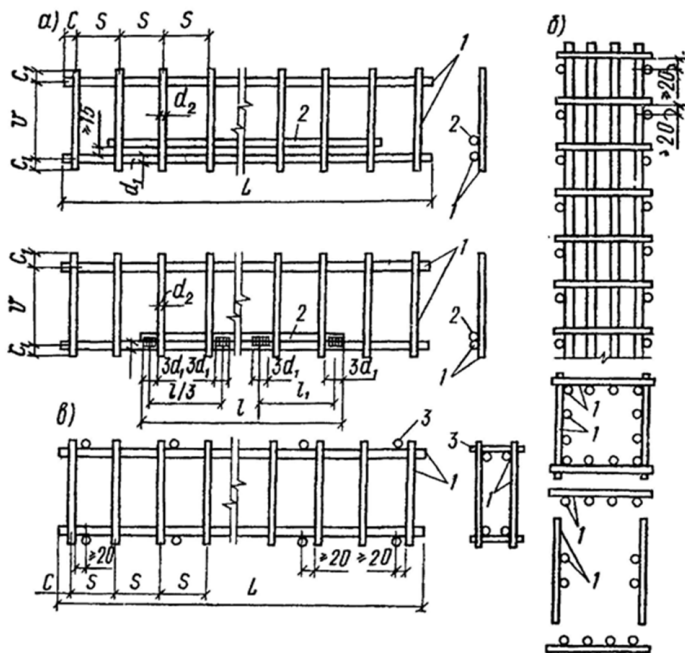


Рис. 1.29. Типы арматурных каркасов:
а – плоские; *б, в* – пространственные;
 1 – продольные и поперечные стержни плоских каркасов;
 2 – второй ряд рабочей арматуры; 3 – соединительные стержни
 пространственного каркаса

6. Напрягаемые арматурные изделия. Наиболее экономичной является высокопрочная проволока классов $B_p 1200 \dots B_p 1600$, так как она имеет наименьшую удельную стоимость по сравнению со стержневой арматурой. Преимущества проволочной арматуры существенно снижаются из-за развития бетонного сечения для размещения большого количества проволок, ограничения максимального размера крупного заполнителя бетона, несовершенства анкерных и захватных устройств, более тщательной защиты от коррозии. Для рационального использования проволоки из нее выполняют арматурные канаты, а также пакеты и пучки. Свивка проволочной арматуры в канаты существенно увеличивает ее сцепление с бетоном, благодаря чему канаты надежно самоанкеруются в бетоне за счет сцепления с бетоном без специальных анкеров. Кроме того, снижается трудоемкость арматурных работ, упрощается процесс натяжения и отпуска напрягаемой арматуры. В тяжело нагруженных конструкциях применяют спирально витые многопрядные канаты: двухпрядные класса $K2 \times 7$, трехпрядные $K3 \times m$, многопрядные $Kn \times m$ из проволок малого диаметра 1...3 мм, где m – число проволок в пряди (7 или 19), n – число прядей в канате. Перед установкой их предварительно вытягивают не менее 30 мин усилием, превышающим на 5...10 % контролируемое усилие натяжения каната, чтобы повысить равномерность напряжения проволок и снизить отрицательное влияние релаксации напряжения стали.

Под пакетами понимают унифицированные напрягаемые арматурные изделия, состоящие из анкерных колодок, в которых закреплены в шахматном порядке проволоки диаметром 5 мм с высаженными головками. Проволоки располагают в два ряда по высоте в шахматном порядке (рис. 1.30) для уменьшения размеров элемента и лучшего заполнения бетонной смесью пространства между проволоками. Арматурные пакеты унифицированы по маркам в зависимости от количества проволок в поперечном сечении (3, 4, 6, 8, 12 и 14 проволок) и обозначаются УНАЭ (УНАЭ – унифицированные напрягаемые арматурные элементы). Арматурные пучки изготавливают на строительной площадке или заводах строительной индустрии (рис. 1.31).

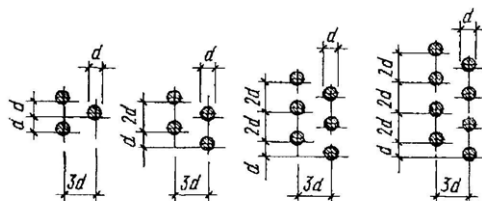


Рис. 1.30. Пакеты из проволок класса В_p 1400...В_p 1600
 $d = 5$ мм УНАЭ-3...УНАЭ-8

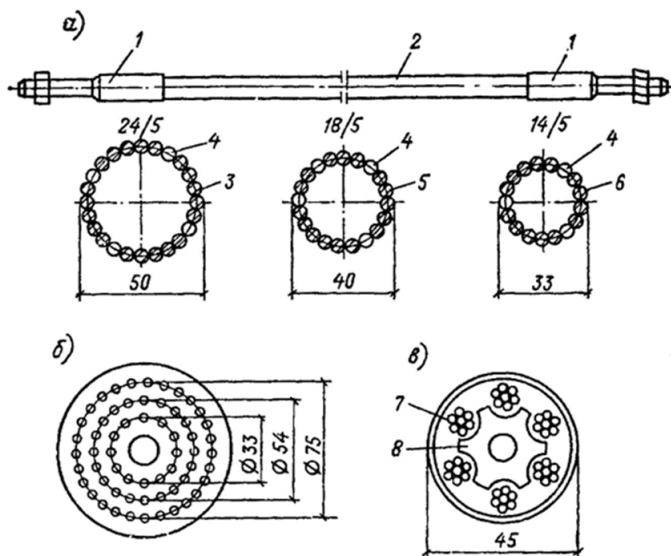


Рис. 1.31. Арматурные проволочные изделия: а – однорядные пучки из 24, 18 и 14 проволок класса В_p 1400 $d = 5$ мм; б – многорядные пучки; в – однорядные из 6 семипроволочных канатов К-7

Пучки применяются в длинномерных и тяжело нагруженных предварительно напряженных конструкциях с натяжением арматуры на бетон (как правило, в мостовых железобетонных балках). Пучки изготовляют из высокопрочной проволоки класса В_p 1400 диаметром 5 мм или канатов К1500 диаметром 6, 9, 12 мм. Проволока или канаты в пучке располагаются параллельно друг другу по окружности в один или несколько рядов (рис. 1.30, б, в). Количество проволок в пучке достигает до 125 штук. Для закрепления проволок

по концам пучка применяют конусные анкера и анкера конструкции ЦНИИС для проволок с высаженными головками. В конструкциях, предназначенных для эксплуатации в условиях агрессивной среды, не допускается применять проволоки диаметром менее 3 мм.

Для возведения предварительно напрягаемых конструкций в построечных условиях с натяжением арматуры на бетон применяются арматурные канаты в пластиковой оболочке (рис. 1.32), которые укладываются в конструкцию перед бетонированием в соответствии с эпюрой изгибающих моментов.

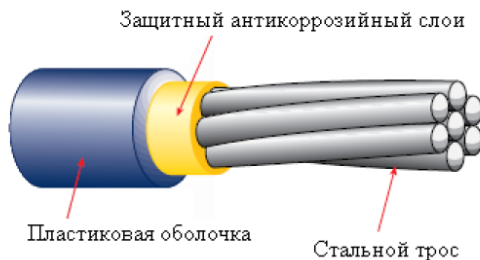


Рис. 1.32. Арматурный канат в пластиковой оболочке

7. Соединение арматуры. Стыкование ненапрягаемой арматуры.

По способу выполнения стыки стержней подразделяются на сварные, несварные (внахлестку) и резьбовые с помощью специальных муфт, а по месту изготовления — заводские и монтажные. Монтажные стыки осуществляются непосредственно на строительной площадке при монтаже сборных конструкций и при стыковании арматурных изделий монолитных конструкций.

Несварные стыки применяются, как правило, на строительной площадке при возведении монолитных конструкций. Внахлестку обычно стыкуют сварные сетки и сварные или вязанные каркасы, а также стержни вязанных сеток в монолитных перекрытиях диаметром не более 36 мм с перепуском стержней на 20...50 диаметров в местах с наименьшими усилиями. При этом длина нахлестки (перепуска) должна быть не менее длины анкеровки арматуры. Стыки сеток и каркасов внахлестку располагают вразбежку (рис. 1.33). При этом площадь сечения рабочих стержней, стыкуемых в одном месте, принимают не более 50 % общей площади сечения растянутой

арматуры при стержнях периодического профиля и не более 25 % — при гладких стержнях. Стыки сварных сеток в нерабочем направлении выполняют внахлестку с перепуском на 50 мм при диаметре распределительной арматуры до 4 мм включительно и на 100 мм при диаметре распределительной арматуры более 4 мм.

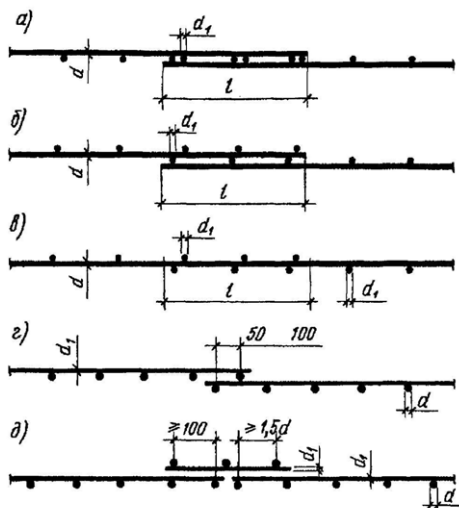


Рис. 1.33. Стыки плоских сеток внахлестку:

- a, б* — рабочие стержни расположены в разных плоскостях;
- в* — то же в одной плоскости;
- г* — нахлестка распределительных стержней;
- д* — с помощью дополнительной сетки

На длине нахлестки сеток, каркасов располагают не менее двух поперечных стержней. Стыки внахлестку являются менее экономичными, так как приводят к перерасходу арматуры, но менее трудоемки. Стыкование рабочей арматуры внахлестку не разрешается в растянутой зоне изгибаемых и внецентренно растянутых элементов в местах полного использования арматуры. В сейсмических районах не допускается стыкование стержневой арматуры внахлестку без сварки и в сжатых элементах.

Резьбовые соединения с помощью специальных муфт применяются для стыкования пространственных каркасов в монолитных конструкциях на строительной площадке. На концах стыкуемых стержней в заводских условиях выполняется резьба. Такое соединение экономит время монтажа и надежно передает усилия.

При монтаже сборных железобетонных конструкций применяют дуговую ванную сварку в инвентарной форме (скобе) для арматуры $d \geq 20$ мм классов А240, А400, а также дуговую сварку с накладками для арматуры $d \geq 10$ мм (4 или 2 фланговых шва). При этом длину шва принимают для арматуры класса А240 $l \geq 6d$, классов 400 $l \geq 8d$, класса А500 $l \geq 10d$.

В заводских условиях для соединения стержневой арматуры классов А240, А400, А500 применяют контактную сварку (рис. 1.34, а). При этом соотношение диаметров соединяемых стержней $d_1/d_2 > 0,85$, а наименьший диаметр стержня $d_1 = 10$ мм.

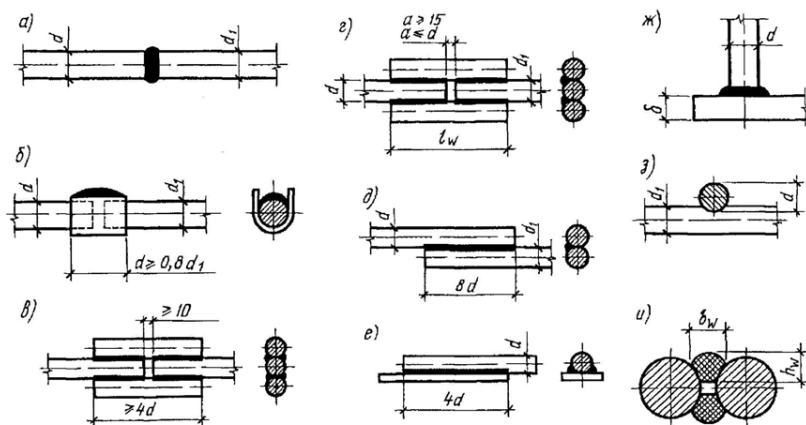


Рис. 1.34. Стыки ненапрягаемой арматуры сваркой: а – контактной; б – ванной в инвентарной форме; в, г – электродуговой с накладками; д – электродуговой внахлестку; е – электродуговой с пластиной; ж – электродуговой перпендикулярно к пластине; з – контактной сваркой пересекающихся стержней; и – высота и ширина сварного шва

Стыкование напрягаемой арматуры. При необходимости напрягаемую арматуру стыкуют посредством обжатой обоймы (рис. 1.35, а). Такой стык является наиболее надежным, экономичным и простым. В отдельных случаях напрягаемую арматуру стыкуют с помощью муфт (рис. 1.35, а), втулок с нарезными пробками (рис. 1.35, б).

Арматурные канаты стыкуют посредством опрессованной муфты (рис. 1.35, а), сваркой опрессованных гильз (рис. 1.35, в), внахлестку с обмоткой вязальной проволокой (рис. 1.35, г).

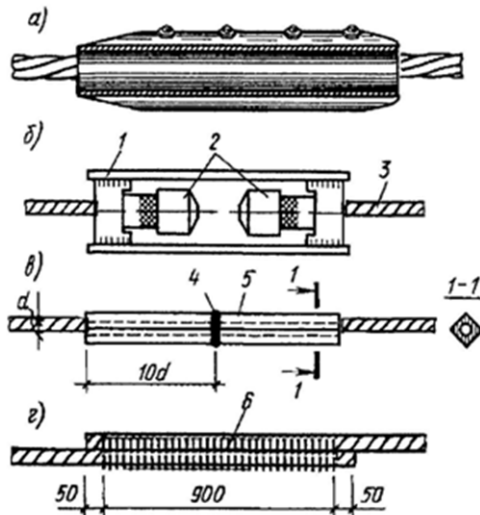


Рис. 1.35. Стыки напрягаемой арматуры: а – посредством обжигаемой обоймы; б – посредством муфт; в – канатов сваркой опрессованных гильз; г – обмоткой вязальной проволокой; 1 – натяжная муфта; 2 – нарезная пробка; 3 – стержневая арматура; 4 – контактная электросварка; 5 – опрессованная гильза; б – вязальная проволока

1.3. Железобетон

1. Особенности заводского изготовления. Железобетонные конструкции изготавливают на заводах, используя различные технологии в зависимости от формы, габаритов и веса элементов. Основными из них являются конвейерная, поточно-агрегатная и стендовая технологии.

Конвейерная технология. Железобетонные элементы изготавливают в формах-вагонетках, установленных на колеса и перемещаемых по рельсам конвейера от поста к посту. На постах последовательно осуществляются все операции по изготовлению изделия (подготовка формы, укладка арматуры, бетонирование, отделка поверхности, пропарки, съем готового изделия). Все работы выполняются специализированными звеньями по 1...3 человека. Все формы перемещаются по замкнутому конвейеру с камерой ускоренного твердения бетона в установленном принудительном ритме. По

конвейерной технологии изготавливают плиты перекрытий, панели наружных стен крупнопанельных зданий и другие элементы.

Поточно-агрегатная технология. Все операции по изготовлению конструкции также выполняются на специализированных постах, но в отличие от конвейерной технологии формы перемещаются краном. По поточно-агрегатной технологии изготавливают в основном пустотные и ребристые плиты перекрытий и покрытий и другие конструкции.

Стеновая технология. Ее особенность заключается в том, что все операции по изготовлению конструкции осуществляют на одном месте — специализированном стенде. Такие стенды оснащены силовым оборудованием для натяжения арматуры, передвижными бетоноукладчиками, кранами, а также различными вибраторами для уплотнения бетонной смеси. Все работы выполняются специализированным звеном (бригадой) в составе 3...5 человек.

По стендовой технологии изготавливают крупноразмерные, предварительно напряженные конструкции, такие как стропильные фермы и балки, мостовые конструкции.

Разновидностью стендовой технологии является кассетный способ, по которому изготавливают внутренние стены крупнопанельных зданий. Элементы изготавливают на неподвижном стенде в пакете вертикальных металлических кассет, вмещающих одновременно несколько панелей или плит. Сборка и разборка кассет механизирована. Арматурные каркасы и сетки размером на панель устанавливаются сверху в отсеки кассеты и бетонируют подвижной или литой бетонной смесью. Формование в вертикальном положении дает ровную и гладкую поверхность плит с двух сторон.

2. Предварительно напряженный железобетон. Сущность и экономическая целесообразность. Предварительно напряженными конструкциями называют такие железобетонные конструкции, в которых в процессе изготовления создают значительные сжимающие напряжения в бетоне растянутой зоны натяжением высокопрочной арматуры. Эффект предварительного обжатия бетона проявляется в том, что растягивающие напряжения, вызываемые внешней нагрузкой, накладываются на предварительно созданные в бетоне сжимающие напряжения, и суммарное напряжение может

оказаться, в зависимости от степени обжатия, либо растягивающим, либо сжимающим. В обоих случаях трещиностойкость конструкции окажется выше трещиностойкости конструкции без предварительного напряжения. Применение предварительного напряжения наиболее целесообразно в растянутых и изгибаемых элементах, а также во внецентренно сжатых, работающих с большими эксцентриситетами.

Работу ненапрягаемой и предварительно напряженной балок можно сравнить по графикам прогибов (рис. 1.36). В ненапряженной балке нагрузка F_{cr1} , вызывающая появление трещин, намного меньше, чем эксплуатационная нагрузка (трещины в растянутой зоне ненапрягаемой балки появляются при напряжениях в растянутой арматуре $\sigma_s = \varepsilon_{bi,ult} \cdot E_s = (1,5...2)10^{-4} \cdot 2 \cdot 10^5 = 30...40$ МПа, что составляет 0,08...0,11 от расчетного сопротивления арматуры класса А400). В предварительно напряженной балке вначале необходимо приложить нагрузку F_1 , погашающую предварительное обжатие бетона растянутой зоны (выгиб становится равен нулю), а затем приложить такое же усилие, которое вызывает образование трещин в ненапрягаемой балке. При этом суммарная нагрузка ($F_1 + F_{cr1}$) появления трещин в напряженной балке выше, чем в ненапрягаемой. Трещины в обеих балках появляются при одинаковых прогибах. В зависимости от усилия предварительного обжатия трещины могут появиться непосредственно перед исчерпанием несущей способности балки.

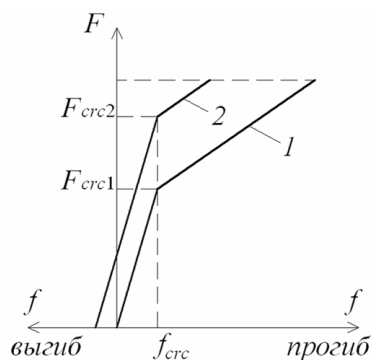


Рис. 1.36. Диаграмма нагрузка F – прогиб f : 1 – ненапряженной балки; 2 – предварительно напряженной балки

Вторым важным моментом предварительно напряженных конструкций является то, что предварительное обжатие позволяет использовать высокопрочную арматуру с полным расчетным сопротивлением. Если высокопрочную арматуру использовать без предварительного напряжения, то при расчетных сопротивлениях относительные деформации в ней будут в несколько раз выше, чем у арматуры класса А400 (рис. 1.37). Соответственно, прогибы и ширина раскрытия трещин будут во столько же раз больше, чем для балки армированной арматурой класса А400 (при армировании балок арматурой класса А400 при расчетных напряжениях прогибы и ширина раскрытия трещин имеют предельно допустимые величины). Следовательно, для уменьшения величины прогибов и ширины раскрытия трещин высокопрочную арматуру без предварительного натяжения необходимо использовать с сопротивлением не более 500...400 МПа, а это приводит к недоиспользованию ее несущей способности.

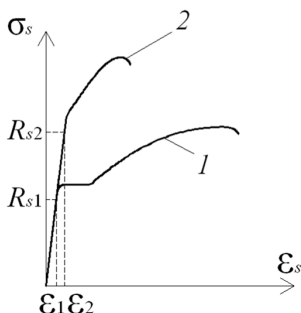


Рис. 1.37. Зависимость относительных деформаций от величины расчетных сопротивлений: 1 – арматура класса А400; 2 – арматура класса А800

Применение высокопрочной арматуры и высокопрочного бетона позволяют уменьшить размеры сечений элементов и снизить стоимость конструкций, так как удельная стоимость арматуры, характеризуемая отношением ее цены Π (руб./т) к ее расчетному сопротивлению R_s (МПа), снижается с увеличением прочности. Поэтому применение высокопрочной арматуры значительно выгоднее обычной.

Основное преимущество использования предварительно напряженного железобетона в конструкциях – высокая трещиностой-

кость и, как следствие, повышенная жесткость, лучшее сопротивление динамическим и сейсмическим нагрузкам, коррозионная стойкость, долговечность, а также экономический эффект от применения высокопрочной арматуры.

Способы создания предварительного напряжения. Предварительное обжатие конструкций выполняют двумя способами: натяжением арматуры на упоры (до бетонирования) и на бетон (после бетонирования на затвердевший бетон).

Наибольшее распространение для конструкций гражданских и промышленных зданий, изготовляемых на заводах, получил способ натяжения арматуры на упоры. Способ натяжения арматуры на бетон чаще применяют для длинномерных конструкций, собираемых из отдельных коротких сборных элементов (мостовые балки пролетом 30...42 м и более), и в монолитных плитах и балках перекрытий с применением арматурных канатов в пластиковой оболочке.

При натяжении арматуры на упоры процесс изготовления конструкций протекает следующим образом (рис. 1.38). Высокопрочную арматуру натягивают и закрепляют в проектном положении на упоры стендов, силовых форм или поддонов. Затем укладывают рабочую и конструктивную ненапрягаемую арматуру и бетонизируют. После достижения бетоном достаточной прочности (R_{sp}) арматуру отпускают с упоров, и она, стремясь восстановить свои упругие деформации (вернуться к первоначальной длине), обжимает бетон. Усилие обжатия с арматуры на бетон передается за счет сцепления арматуры с бетоном. Чтобы избежать разрушения бетона в торцах элементов, отпуск натяжения арматуры необходимо производить плавно за счет специальных устройств (выпрессовочные клинья, эксцентрики и т. п.). Ненапрягаемая арматура в конструкциях при этом получает сжимающие напряжения.

При непрерывном армировании с использованием арматуронамоточных машин, арматура может натягиваться на внешние упоры или на втулки, надетые на внутренние упоры с закреплением конца на упоре стенда.

Арматуронамоточные машины позволяют натягивать арматуру по любой схеме в любых направлениях, создавая двухосное обжатие плит, а также позволяют армировать напрягаемой арматурой

нижний пояс и все растянутые раскосы ферм с высокой производительностью труда и с минимальными затратами времени. Намотка арматуры может осуществляться как на внешние упоры, так и на внутренние анкеры (рис. 1.38, *з*).

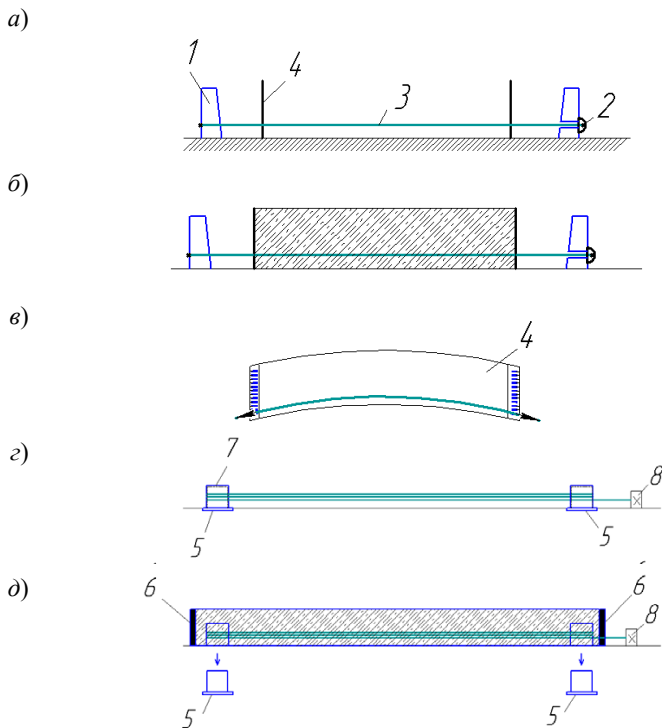


Рис. 1.38. Изготовление предварительно напряженных конструкций с натяжением арматуры на упоры: *а* – арматура натянута и закреплена на упорах; *б* – конструкция забетонирована, бетон затвердел; *в* – арматура освобождена от связи с упорами, конструкция обжата; *з* – натяжение арматуры на внутренние упоры при непрерывном армировании; *д* – упоры опущены вниз, изделие обжато; 1 – упоры; 2 – натяжной механизм; 3 – напрягаемая арматура; 4 – борта формы; 5 – упоры стенда, силовой формы, которые выпрессовываются вниз после набора необходимой прочности бетоном; 6 – борта силовой формы; 7 – металлическая втулка, надетая на упор силовой формы; 8 – клиновое анкерное устройство

При натяжении арматуры на бетон (рис. 1.39) вначале изготавливают целиком или составным бетонный элемент (балку) с необходимой ненапрягаемой арматурой, в теле которого оставляют каналы или пазы для укладки напрягаемой арматуры. Составные элементы перед установкой подвергают укрупнительной сборке на строительной площадке. После приобретения бетоном передаточной прочности ($R_{вр}$) арматуру в каналах (пазах) натягивают с упором натяжных устройств (гидравлических домкратов) непосредственно на торцы элемента (на бетон). После натяжения конец арматуры закрепляют специальными анкерами в зависимости от ее вида. В этом случае передача усилия обжатия с арматуры на бетон осуществляется за счет торцевых анкеров. Для защиты высокопрочной арматуры от коррозии каналы заполняют под давлением цементным раствором или мелкозернистым бетоном, так как диаметр канала на 3...15 мм больше диаметра арматуры. Каналы в балках делают не только прямолинейными, но и криволинейными, отгибая на концевых участках в верхнюю зону, тем самым создавая предварительное обжатие по траекториям главных растягивающих напряжений, которые являются причиной образования наклонных трещин.

Натяжение арматуры на бетон возможно как в линейных элементах (балки и т. п.), так и в круглых конструкциях (трубы, силовы, резервуары). Армирование линейных элементов производится канатами или пучковой арматурой, а круглых — проволочной или канатной арматурой диаметром 5, 6, 9 мм, наматываемой намоточными машинами на наружную поверхность изделия.

Применение арматурных канатов в пластиковой оболочке позволяет армировать многопролетные конструкции (плиты, балки), перегибая канат из нижней зоны в верхнюю зону в соответствии с эпюрой изгибающих моментов.

Натяжение в арматуре контролируется при натяжении на упоры до обжатия бетона, при натяжении на бетон — после окончания обжатия.

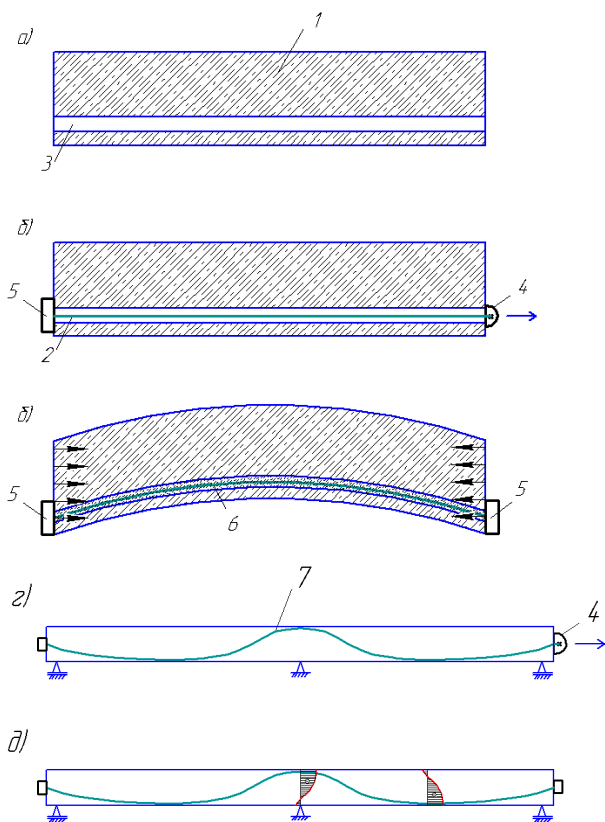


Рис. 1.39. Изготовление предварительно напряженных конструкций с натяжением арматуры на бетон: *а* – бетонная балка с каналами для натягаемой арматуры; *б* – высокопрочная арматура помещена в канал и натягивается гидравлическим домкратом; *в* – бетон обжат, арматура заанкерена, канал инъецирован раствором; *г* – арматурный канат в пластиковой оболочке уложен по эпюре изгибающих моментов и балка забетонирована; *д* – арматура натянута и зоны бетона, работающие от внешней нагрузки на растяжение получили сжимающие напряжения; 1 – затвердевший бетон; 2 – натягаемая арматура; 3 – прямолинейный канал; 4 – гидравлический домкрат; 5 – концевые анкера; 6 – инъецированный раствором канал; 7 – арматурные канаты в пластиковой оболочке

Способы натяжения арматуры. При изготовлении предварительно напряженных конструкций получили распространение четыре способа предварительного натяжения арматуры: электро-термический, механический, электротермомеханический и физико-химический.

Электротермический способ. Сущность его заключается в том, что необходимое относительное удлинение арматуры, соответствующее заданному напряжению в ней, получают электротехническим нагревом арматуры до соответствующей температуры (но не более критической), при которой стержень получает необходимое удлинение.

При электротермическом способе натяжения во избежание снижения условного предела текучести и временного сопротивления напрягаемой арматуры температура нагрева не должна превышать 400 °С для арматуры классов А600...А1000, 300 °С — для арматуры из высокопрочной проволоки диаметром 5 мм и более и 350 и 450 °С — для канатов диаметром 9 и 15 мм.

Но, как правило, температуры нагрева на 300 °С недостаточно для высокопрочной проволоки и изделий из нее, и в этом случае применяют комбинированный электротермомеханический или механический способы натяжения. Время нагрева арматуры в пределах 0,5...10 минут не оказывает существенного влияния на свойства как горячекатаной, так и термомеханически упрочненной стержневой арматурной стали. Однако с целью повышения производительности труда и уменьшения расхода электроэнергии рекомендуется принимать время нагрева 1...3 минуты.

Время нагрева высокопрочной проволоки влияет на механические характеристики этой стали. При длительном нагреве механические характеристики понижаются больше, чем при кратковременном нагреве. Поэтому время нагрева проволочной арматуры не должно превышать 0,1...0,8 минут в зависимости от диаметра.

Электротермический способ натяжения был разработан в СССР и начал применяться с 1958 года. Он надежен в работе, экономичен и нетрудоемок.

Механический способ. Сущность его заключается в том, что необходимое относительное удлинение арматуры, соответствующее заданному предварительному напряжению, в ней получают натя-

жением арматуры натяжными механизмами (гидравлическими или механическими домкратами, грузами и т. п.). Он применяется при натяжении арматуры как на упоры, так и на бетон. При непрерывном армировании он применяется в арматуронамоточных машинах и установках типа поворотный стол, где натяжными механизмами служат грузовые устройства с системой блоков.

Механическим способом чаще всего натягивают канатную, пучковую и проволочную арматуру, а также стержневую арматуру при одновременном натяжении всех арматурных стержней посредством траверс.

Основные преимущества механического способа натяжения заключаются в точности натяжения с контролем усилия натяжения и удлинения арматуры. К основным недостаткам следует отнести дорогостоящее натяжное оборудование и дорогие технологические зажимы.

Комбинированный способ. Он представляет собой совокупность механического и электротермического способа натяжения арматуры. Он широко используется в универсальных намоточных машинах. Усилие механического натяжения при этом составляет не более 25...30 % от общего усилия натяжения, что полностью исключает обрыв арматуры, особенно на перегибах.

Комбинированным способом целесообразно натягивать высокопрочную проволочную арматуру и изделия из нее. Он применяется только при натяжении на упоры.

Физико-химический способ. Сущность его заключается в самонапряжении железобетонных конструкций вследствие использования энергии расширяющегося цемента ВРЦ. Опыты показали, что бетоны на таком цементе после достижения прочности 15...20 МПа, обеспечивающей достаточное сцепление их с арматурой, расширяясь, вынуждают удлиняться арматуру. В ней создаются предварительные напряжения, обжимающие бетон. Регулируя дозировкой расширения напрягающегося цемента и соотношением площадей арматуры и бетона, получают широкий диапазон предварительного обжатия бетона от 3 до 10 МПа. Самонапряженный железобетон получил большое распространение в производстве напорных труб.

Зажимы напрягаемой арматуры. Технологические зажимы могут быть наружными (вне объема изделия) и внутренними (внутри объема изделия), одноразового использования и инвентарные (рис. 1.40, а), используемые многократно.

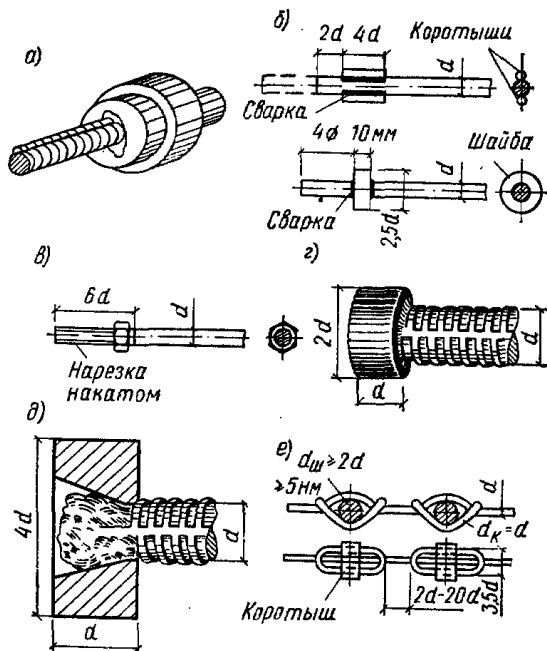


Рис. 1.40. Анкеры одноразового использования: а – цанговый захват для канатов и стержней; б – коротыши и шайбы, приваренные к стержням; в – гайка на нарезке конца стержня с накатом; г – высаженная головка правильной формы; д – высаженная головка со втулкой; е – петля и коротыши для анкеровки гладкой высокопрочной проволоки

Для закрепления стержней напрягаемой арматуры рекомендуется применять следующие виды концевых анкеров (одноразового использования): приваренные коротыши для арматуры класса А600 диаметром до 36 мм включительно (рис. 1.40, б); стальные опрессованные в холодном состоянии шайбы для стержневой арматуры всех классов диаметром до 22 мм включительно (рис. 1.40, в); отрезки с резьбой и гайкой на конце, приваренные к напрягаемой арматуре сваркой трением или контактной стыковой сваркой для арматуры классов А600 диаметром от 18 до 32 мм включительно; высаженные

головки, образуемые на концах стержней высадкой в горячем состоянии для арматуры классов А600...А1000 диаметром до 36 мм включительно (рис. 1.40, з, д).

Одним из удачных технологических анкеров многократного использования является полуавтоматический зажим (рис. 1.40, а). Комплект таких зажимов из семи моделей позволяет натягивать все виды стержневой и канатной арматуры диаметром до 32 мм включительно. Зажимы не требуют специальной подготовки концов арматуры, они легко надеваются и снимаются после снятия нагрузки. Зажимы позволяют натягивать арматуру без риска обрыва до 0,8...0,9 от своего нормативного сопротивления. Основной их недостаток заключается в сравнительно больших габаритах, что затрудняет или исключает их применение при густом расположении арматуры в балках или фермах.

Для закрепления канатов при натяжении рекомендуется применять инвентарные цанговые зажимы, двухпрядные или четырехпрядные клиновые захваты и анкерные плиты с клиньями.

Захватные устройства должны надежно закреплять натянутую до заданного усилия арматуру, не допуская ее проскальзывания, а при применении группы зажимов с одной анкерной плитой — обеспечивать равномерное натяжение арматуры. Для анкеровки пучков используются анкеры системы Фрейссине и системы Коровкина.

3. Сцепление арматуры с бетоном. Исследования показывают, что даже при небольшой заделке арматуры в бетон в зоне их контакта возникают значительные силы сцепления, препятствующие продергиванию (сдвигу) арматуры в бетоне. Сцепление растет с увеличением содержания цемента, повышением класса бетона по прочности на сжатие, уменьшением водоцементного отношения. Оно зависит также от условий твердения и способа укладки: влажный режим и вибрирование увеличивают сцепление.

При неизменных прочих факторах большое значение играет профиль арматуры. Даже при относительно небольшой шероховатости, вызванной начальной коррозией, высокопрочная проволока В1500 имеет в 10...15 раз большее сцепление, чем такая же проволока с гладкой зеркальной поверхностью. Количественно сцепление оценивают соответствующими напряжениями сдвига.

Надежное сцепление арматуры с бетоном является основным фактором, обеспечивающим совместную работу арматуры и бетона в железобетоне, и позволяет ему работать под нагрузкой как единому монолитному телу. Оно обеспечивается тремя факторами: механическим зацеплением арматуры за бетон, т. е. сопротивлением бетона смятию и срезу между выступами арматуры; силами трения, возникающими на поверхности арматуры благодаря их обжатию при усадке бетона; склеиванием (адгезией) поверхности с бетоном благодаря вязкости коллоидной массы цементного теста.

Наибольшее влияние на сцепление арматуры с бетоном оказывает первый фактор – механическое зацепление. Он обеспечивает около 75 % от общей величины сцепления (рис. 1.41, а).

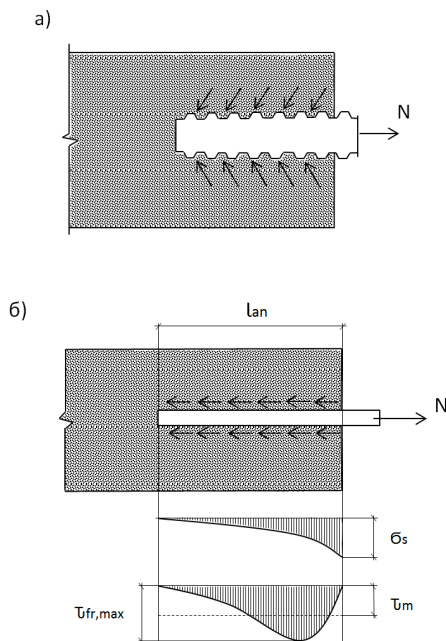


Рис. 1.41. Сцепление арматуры с бетоном:

а – зацепление выступов арматуры за бетон; б – напряженное состояние арматуры и бетона при выдергивании арматуры

Вдоль арматурного стержня напряжения сцепления распределяются неравномерно (рис. 1.41, б). Наибольшие напряжения действу-

ют вблизи заделки и затухают на длине заделки l_{an} . Со временем за счет ползучести бетона происходит перераспределение напряжений сцепления; сечение с максимальными напряжениями отодвигается от торца элемента. В расчетах используют среднее напряжение сцепления $\tau_{fr,m}$. Его определяют посредством выдергивания арматурного стержня, заделанного в бетон (рис. 1.41). Усилие $N_s = A_s \sigma_s = (\pi d^2 / 4) \sigma_s$ передается со стержня периодического профиля на бетон.

Среднее напряжение сцепления на единицу поверхности стержня (рис. 1.40, б) определяют из условия равновесия:

$$\tau_{fr,m} = N / (l_{an} u) = \pi d^2 \sigma_s / 4 l_{an} \pi d = d \sigma_s / 4 l_{an}, \quad (1.25)$$

где u , d – периметр и диаметр стержня, соответственно.

Отсюда необходимая длина анкеровки при среднем значении сцепления равна

$$l_{an} = N / u \tau_{fr,m} = d \sigma_s / 4 \tau_{fr,m}. \quad (1.26)$$

Из анализа формул (1.25, 1.26) можно сделать выводы:

- напряжения сцепления уменьшаются со снижением диаметра арматуры;
- напряжение сцепления тем больше, чем быстрее меняются по длине стержня продольные усилия;
- выдергивающая сила воспринимается только определенным участком заделанного стержня; увеличение длины заделки сверх длины участка сцепления не меняет напряженного состояния.

Следовательно, длина зоны анкеровки арматуры увеличивается с возрастанием ее прочности (напряжений в ней σ_s) и диаметра и уменьшается с возрастанием сцепления арматуры с бетоном. Для бетонов средних классов (В25, В35) $\tau_{fr,m}$ при выдергивании стержней периодического профиля доходит до 7 МПа и более, а гладких стержней – 2,5...4 МПа.

Для растянутой арматуры класса А400 $d = 20$ мм при пределе текучести 400 МПа и $\tau_{fr,m} = 5$ МПа необходимая длина заделки стержня составит

$$l_{an} = d \sigma_s / 4 \tau_{fr} = 20 \cdot 400 / 4 \cdot 5 = 400 \text{ мм}. \quad (1.27)$$

Сцепление арматуры при выдергивании значительно меньше сцепления при ее вдавливании.

4. Анкеровка арматуры в бетоне. Методы анкеровки ненапрягаемой арматуры (отдельные стержни, сварные сетки или каркасы) зависят от ее класса и от усилия в арматуре (сжатие или растяжение). Ненапрягаемую растянутую или сжатую арматуру заводят за нормальное сечение элемента, в котором она должна работать с полным расчетным сопротивлением, на длину зоны заделки l_{an} .

Под зоной заделки понимают длину концов арматуры, заделываемых в бетон, при которой усилия ее разрыва и сопротивление выдергиванию из бетона равны между собой.

Базовую (основную) длину анкеровки, необходимую для передачи усилия в арматуре с полным расчетным значением сопротивления R_s на бетон, определяют по формуле

$$l_{0,an} = \frac{R_s A_s}{R_{bond} u_s}, \quad (1.28)$$

где A_s и u_s — соответственно, площадь поперечного сечения анкеруемого стержня арматуры и периметр его сечения, определяемые по номинальному диаметру стержня; R_{bond} — расчетное сопротивление сцепления арматуры с бетоном, принимаемое равномерно распределенным по длине анкеровки и определяемое по формуле

$$R_{bond} = \eta_1 \eta_2 R_{bt}, \quad (1.29)$$

здесь R_{bt} — расчетное сопротивление бетона осевому растяжению; η_1 — коэффициент, учитывающий влияние вида поверхности арматуры, принимаемый равным:

— для *ненапрягаемой арматуры*:

1,5 — для гладкой арматуры;

2,0 — для холоднодеформируемой арматуры периодического профиля;

2,5 — для горячекатаной и термомеханически обработанной арматуры периодического профиля;

— для *напрягаемой арматуры*:

1,7 — для холоднодеформированной арматуры периодического профиля класса Вр1500 диаметром 3 мм и арматурных канатов класса К1500 диаметром 6 мм;

1,8 — для холоднодеформированной арматуры класса В_p диаметром 4 мм и более;

2,2 – для арматурных канатов класса К диаметром 9 мм и более;
 2,4 – для арматурных канатов класса К7Т диаметром 9 мм и более, изготовленных из проволоки периодического профиля;
 2,5 – для горячекатаной и термомеханически обработанной арматуры класса А;

η_2 – коэффициент, учитывающий влияние размера диаметра арматуры, принимаемый равным:

– для ненапрягаемой арматуры:

$\eta_2 = 1,0$ – при диаметре арматуры $d_s \leq 32$ мм;

$\eta_2 = 0,9$ – при диаметре арматуры 36 и 40 мм;

– для напрягаемой арматуры:

$\eta_2 = 1,0$ – для всех типов напрягаемой арматуры.

Требуемую расчетную длину анкерования арматуры с учетом конструктивного решения элемента в зоне анкерования определяют по формуле

$$l_{an} = \alpha \cdot l_{0,an} \frac{A_{s,cal}}{A_{s,ef}}, \quad (1.30)$$

где $l_{0,an}$ – базовая длина анкерования, определяемая по формуле (1.28); $A_{s,cal}$, $A_{s,ef}$ – площади поперечного сечения арматуры, требуемые по расчету и фактически установленные соответственно; α – коэффициент, учитывающий влияние на длину анкерования напряженного состояния бетона и арматуры и конструктивного решения элемента в зоне анкерования.

При анкеровке стержней периодического профиля с прямыми концами или гладкой арматуры с крюками или петлями без дополнительных анкерующих устройств, для растянутых стержней принимают $\alpha = 1,0$, а для сжатых – $\alpha = 0,75$; для напрягаемой арматуры – $\alpha = 1,0$.

Допускается уменьшать длину анкерования стержней ненапрягаемой арматуры в зависимости от количества и диаметра поперечной арматуры, вида анкерующих устройств (приварка поперечной арматуры, загиб концов стержней периодического профиля) и величины поперечного обжатия бетона в зоне анкерования (например, от опорной реакции), но не более чем на 30 %.

В любом случае фактическую длину анкерования принимают не менее $15d_s$ и 200 мм, а для напрягаемых стержней также не менее $0,3 \cdot l_{0,an}$.

Для элементов из мелкозернистого бетона группы А требуемая расчетная величина длины анкеровки должна быть увеличена на $10d_s$ для растянутого бетона и на $5d_s$ – для сжатого.

Значения относительной длины анкеровки $\lambda_{an} = l_{an}/d_s$ для стержней, работающих с полным расчетным сопротивлением диаметром менее 36 мм, приведены в табл. 1.5.

При этом гладкие арматурные стержни должны заканчиваться крюками или иметь приваренную поперечную арматуру по длине заделки.

Для элементов из мелкозернистого бетона группы Б значения, определяемые по формуле (1.30), должны быть увеличены на $10d_s$ для растянутого бетона и на $5d_s$ – для сжатого.

На крайних свободных опорах изгибаемых элементов продольные растянутые стержни заводят за внутреннюю грань опоры на длину l_{an} , но не менее $5d_s$, если наклонные трещины не образуются, и не менее $10d_s$, если наклонные трещины образуются.

Таблица 1.5

Класс арматуры	Коэффициент α	Относительная длина анкеровки арматуры $\lambda_{an} = l_{an}/d_s$ при бетоне классов										
		B10	B15	B20	B25	B30	B35	B40	B45	B50	B55	B60
A240	0,7	45	33	28	24	22	19	18	17	16	15	15
	0,75	48	36	36	26	23	21	19	18	17	16	15
	1,0	64	48	40	34	31	28	26	24	22	21	20
A400	0,7	44	33	28	24	22	19	18	17	16	15	15
	0,75	48	36	30	25	23	20	19	18	17	16	15
	1,0	63	47	39	34	31	27	25	24	22	21	20
A500	0,7	54	41	34	29	26	23	22	20	19	18	17
	0,75	58	44	36	31	28	25	23	22	20	19	18
	1,0	78	58	48	41	38	33	31	29	27	26	24
B500	0,7	65	48	40	35	32	28	26	24	23	21	20
	0,75	69	52	43	37	34	30	28	26	24	23	22
	1,0	93	69	58	49	45	40	37	35	32	31	29

Примечание. При расчете с учетом только постоянных и длительных нагрузок значения λ_{an} следует делить на $\gamma_{b1} = 0,9$.

Длину зоны передачи предварительного напряжения на бетон для арматуры без дополнительных анкерующих устройств определяют по формуле

$$l_p = \frac{\sigma_{sp} A_s}{R_{bond} u_s}, \quad (1.31)$$

но не менее $10d_s$ и 200 мм, а для арматурных канатов также не менее 300 мм.

В формуле (1.31): σ_{sp} – предварительное напряжение в напрягаемой арматуре с учетом первых потерь; R_{bond} – сопротивление сцепления напрягаемой арматуры с бетоном, отвечающее передаточной прочности бетона и определяемое по формуле (1.29); A_s , u_s – площадь и периметр стержня арматуры.

Передачу предварительного напряжения с арматуры на бетон рекомендуется осуществлять плавно.

Для сечений элемента, пересекающих зону передачи предварительного напряжения, значение σ_{sp} следует умножать на коэффициент

$$\gamma_{s3} = l_x / l_p, \quad (1.32)$$

где l_x – расстояние от начала зоны передачи напряжений элемента до рассматриваемого сечения.

При мгновенной передаче усилий обжатия на бетон для арматуры класса А значение l_p увеличивается в 1,25 раза.

Начало зоны передачи усилия обжатия при мгновенной передаче усилий обжатия на бетон для арматуры классов В_p и К принимается на расстоянии $0,25l_p$ от торца элемента.

Анкеры при натяжении арматуры на бетон должны обеспечить надежную передачу усилий. В местах расположения анкеров у концов элементов бетон усиливают дополнительными хомутами, сварными сетками, спиралями, а для равномерной передачи усилий с арматуры на бетон под анкерами размещают стальные плиты.

Сетки должны охватывать все продольные напрягаемые стержни. Кроме ограничения раскрытия продольных горизонтальных трещин сварные сетки и замкнутые хомуты до двух с половиной раз увеличивают несущую способность бетона на местное сжатие, ограничивают раскрытие вертикальных трещин на концах элемента, а также усиливают их на воздействие поперечных сил. Диаметр

стержней сеток или хомутов принимают не менее 0,25 диаметра напрягаемой арматуры и не менее 5 мм.

5. Защитный слой бетона в железобетонных элементах. Защитный слой бетона в железобетонных конструкциях образуется размещением арматуры на некотором удалении от граней. Минимальная величина защитного слоя бетона назначается исходя из его основных функций. Защитный слой бетона должен обеспечивать:

- надежную совместную работу арматуры с бетоном на всех стадиях работы конструкции;
- анкеровку арматуры в бетоне и возможность устройства стыков арматурных элементов;
- надежную защиту и сохранность арматуры от внешних воздействий агрессивной среды;
- огнестойкость и огнесохранность.

Величина защитного слоя бетона устанавливается на основании опыта эксплуатации в зависимости от вида конструкции, вида и диаметра арматуры, размера сечения элемента, условий работы конструкции.

Для продольной арматуры (напрягаемой и ненапрягаемой) толщина защитного слоя должна быть не менее диаметра стержня или каната и не менее:

- для конструкций в закрытых помещениях при нормальной или пониженной влажности – 20 мм;
- для конструкций в закрытых помещениях при повышенной влажности (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий) – 25 мм;
- для конструкций на открытом воздухе и отсутствии дополнительных защитных мероприятий – 30 мм;
- для конструкций в грунте (при отсутствии дополнительных защитных мероприятий), в фундаментах при наличии бетонной подготовки – 40 мм;
- в монолитных фундаментах при отсутствии бетонной подготовки – 70 мм.

Для поперечной, распределительной и конструктивной арматуры минимальная толщина защитного слоя принимается на 5 мм меньше указанной для рабочей продольной арматуры, и не менее диаметра стержня соответствующей арматуры.

Для сборных элементов минимальные значения толщины защитного слоя бетона рабочей арматуры уменьшают на 5 мм.

Для железобетонных плит из бетона класса В20 и выше, изготовляемых на заводах в металлических формах и защищаемых сверху в сооружении бетонной подготовкой или стяжкой, толщину защитного слоя для верхней арматуры допускается принимать 5 мм.

В изгибаемых, растянутых и внецентренно сжатых (при $M_i/N_i > h$) элементах, кроме фундаментов, толщина защитного слоя для растянутой рабочей арматуры, как правило, не должна превышать 50 мм. В защитном слое толщиной более 50 мм следует устанавливать конструктивную арматуру в виде сеток. При этом площадь продольной арматуры сеток должна быть не менее $0,05A_s$, шаг поперечной арматуры не должен превышать высоты сечения и не более 600 мм и ширины элемента.

Завышенная толщина защитного слоя бетона для растянутой арматуры не увеличивает несущей способности, а приводит к перерасходу бетона.

В элементах с напрягаемой продольной арматурой, натягиваемой на бетон и располагаемой в каналах, расстояние от поверхности элемента до поверхности канала должно приниматься не менее 40 мм и не менее ширины канала; указанное расстояние до боковых граней элемента должно быть, кроме того, не менее половины высоты канала.

Для возможности свободной укладки в форму цельных арматурных стержней, сеток или каркасов, идущих по всей длине или ширине изделия, концы этих стержней должны отстоять от грани элемента при соответствующем размере изделия до 9 м – на 10 мм, до 12 м – на 15 мм, свыше 12 м – на 20 мм.

6. Коррозия в железобетоне. Под коррозией понимают разрушение железобетонных конструкций с течением времени под воздействием агрессивной среды. Коррозия железобетона складывается из коррозии бетона и арматуры. Коррозия арматуры может протекать одновременно с коррозией бетона и независимо от нее.

Коррозия бетона, имеющего недостаточную плотность, может происходить от воздействия фильтрующей, особенно мягкой (дистиллированной) воды, которая растворяет составляющую часть

цементного камня – гидрат окиси кальция. Внешним признаком такой коррозии бетона являются белые хлопья на его поверхности. Другой вид коррозии бетона возникает под влиянием газовой или жидкой агрессивной среды: кислых газов, растворов кислот, сернокислых солей и др. При взаимодействии кислоты с гидратом окиси кальция цементного камня бетон разрушается.

Коррозия арматуры происходит в результате химического и электролитического воздействия окружающей среды. Продукт коррозии арматуры (ржавчина) в несколько раз превосходит первоначальный объем. Поэтому ржавчина создает значительные радиальные давления на окружающий бетон, что приводит к отколу защитного слоя и полному обнажению арматуры. Это, в свою очередь, ускоряет ржавление арматуры и приводит конструкцию в аварийное состояние.

Мерами защиты от коррозии железобетонных конструкций, находящихся в условиях агрессивной среды различной степени, являются: снижение фильтрующей способности бетона введением специальных добавок; повышение плотности бетона; увеличение толщины защитного слоя бетона; применение лакокрасочных и мастичных покрытий, оклеечной изоляции; применение специальных цементов и бетонов.

7. Воздействие температуры на железобетон. Под воздействием температуры в железобетоне возникают внутренние взаимно уравновешенные напряжения, вызванные некоторым различием в значениях коэффициента температурной деформации цементного камня, зерен заполнителей и стальной арматуры. При воздействии температуры до 50 °С внутренние напряжения невелики и практически не приводят к снижению прочности железобетона.

В условиях систематического воздействия технологических температур порядка 60...200 °С необходимо учитывать некоторое снижение механической прочности непосредственно бетона (примерно на 30 %). При длительном нагреве до 500...600 °С и последующем охлаждении железобетонный элемент разрушается. Прочность сцепления арматуры периодического профиля с бетоном снижается при температуре до 500 °С на 30 %.

В статически неопределимых конструкциях под воздействием сезонных изменений температур возникают дополнительные на-

пряжения, которые при большой протяженности конструкции становятся весьма значительными. Чтобы уменьшить их, здания большой протяженности делят на отдельные блоки температурными швами, совмещая с усадочными.

Вопросы для самостоятельной работы

1. Какими свойствами должен обладать бетон для железобетонных конструкций?
2. Дайте классификацию бетонов по различным признакам.
3. Как влияет структура бетона на прочность и деформативность?
4. Как влияют время и условия твердения на прочность бетона?
5. Какие факторы влияют на прочность бетона?
6. Какие виды образцов применяют для испытания бетона при сжатии, растяжении?
7. С какой целью определяют кубиковую и призмную прочность бетона?
8. Как влияют размеры образцов на прочность бетона при сжатии?
9. Какова прочность бетона при длительной нагрузке, многократно повторных нагрузках?
10. Какие классы и марки бетона установлены нормами?
11. Что такое «класс бетона по прочности на сжатие» и как он определяется? С какой обеспеченностью он назначается?
12. Как определяется среднее квадратическое отклонение прочности бетона и значение коэффициента вариации прочности бетона при сжатии?
13. Назовите виды деформаций бетона.
14. Как изобразить диаграмму « $\sigma_b - \epsilon_b$ » при однократном кратковременном нагружении? Опишите характерные участки на этой диаграмме.
15. Определите зависимость деформаций от скорости нагружения.
16. Зависимость деформаций от длительности нагружения. Что такое ползучесть бетона?
17. Модуль деформаций бетона: начальный, касательный. Модуль деформаций бетона при продолжительном действии нагрузки.
18. В чем назначение стальной арматуры в железобетоне? Разделение арматуры по назначению.

19. Как подразделяют стальную арматуру по четырем конструктивно-технологическим признакам?
20. Какие существуют способы упрочнения арматуры?
21. Как изобразить диаграммы растяжения различных арматурных сталей? Укажите характерные точки на них.
22. Что такое физический предел текучести стали, условный предел текучести?
23. Чем характеризуются пластические свойства арматурных сталей?
24. Какая установлена классификация арматурных сталей и что положено в основу классификации?
25. Применение различных арматурных сталей в конструкциях.
26. Арматурные сварные изделия.
27. Какие применяют арматурные изделия из высокопрочной проволоки?
28. Какие применяют стыки арматуры, изготовленные в заводских условиях, на монтаже конструкций и в монолитных конструкциях?
29. В чем конструктивно технологические особенности заводского производства железобетонных изделий?
30. Сущность и экономическая целесообразность предварительно напряженного железобетона?
31. Каковы преимущества предварительно напряженных конструкций?
32. Какие применяют способы создания предварительного напряжения, способы натяжения арматуры?
33. Какие факторы влияют на прочность сцепления арматуры с бетоном?
34. Как осуществляется анкеровка арматуры в бетоне; каковы факторы, влияющие на длину зоны анкеровки?
35. Как осуществляется анкеровка напрягаемой арматуры в бетоне?
36. В чем назначение защитного слоя бетона в конструкциях и какая требуется толщина защитного слоя?
37. Как воздействует температура на железобетон?
38. В чем сущность коррозии железобетона и какие меры защиты от нее?

Глава 2. ОСНОВЫ ТЕОРИИ СОПРОТИВЛЕНИЯ ЖЕЛЕЗОБЕТОНА И МЕТОДЫ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ

2.1. Понятие о теории сопротивления железобетона

1. Задачи теории сопротивления железобетона. Теория железобетона является частью механики твердого тела, изучающего железобетон — сложный комплексный анизотропный упруго пластично-ползучий материал, составленный из двух различных по своим прочностным и деформативным характеристикам (бетон и стальная арматура) материалов, воспринимающих силовые и не силовые воздействия как одно монолитное целое. Главная задача теории железобетона состоит в изучении и оценке напряженно-деформированного состояния железобетонных конструкций, в предоставлении инженеру научно обоснованных средств, для проектирования долговечных, надежных и экономичных конструкций.

Базисной частью теории железобетона считается ее раздел, называемый теорией сопротивления железобетона. Основная ее задача состоит в создании и совершенствовании методов расчета прочности, трещиностойкости и жесткости нормальных, пространственных и наклонных сечений элементов железобетонных конструкций по изгибающим M и крутящим H моментам, поперечным Q и продольным N силам. Встречаются обратные задачи — по имеющимся размерам сечения, количеству арматуры, классу бетона по прочности на сжатие, классу арматуры требуется определить несущую способность элемента (расчетную нагрузку, действующую на него). В задачу теории сопротивления железобетона входит также создание и совершенствование методов расчета на местное действие нагрузки (смятие, продавливание, отрыв).

Теория сопротивления железобетона развивается как прикладная наука, на основе экспериментальных исследований и опыте эксплуатации конструкций. Практическим выходом теории железобетона являются периодически переиздаваемые строительные нормы и правила. Теорию сопротивления железобетона строят с учетом особенностей напряженно-деформированного состояния элементов на различных стадиях нагружения их внешней нагрузкой.

2. Стадии напряженно деформированного состояния элементов без напрягаемой арматуры. Пластический шарнир. При изгибе, центральном или внецентренном растяжении, внецентренном сжатии с двузначной эпюрой напряжений, когда внешняя нагрузка возрастает от нуля до разрушающей, в опасной зоне и по длине элементов последовательно наблюдаются три характерные стадии напряженно-деформированного состояния (рис. 2.1), отличающиеся между собой как в качественном, так и в количественном отношении.

Стадия I — стадия до образования трещин в растянутой зоне бетона, т. е. когда бетон растянутой зоны сохраняет сплошность. В начале этой стадии растянутый и сжатый бетон работают почти упруго, т. е. напряжения пропорциональны деформациям и эпюры напряжений близки к треугольным.

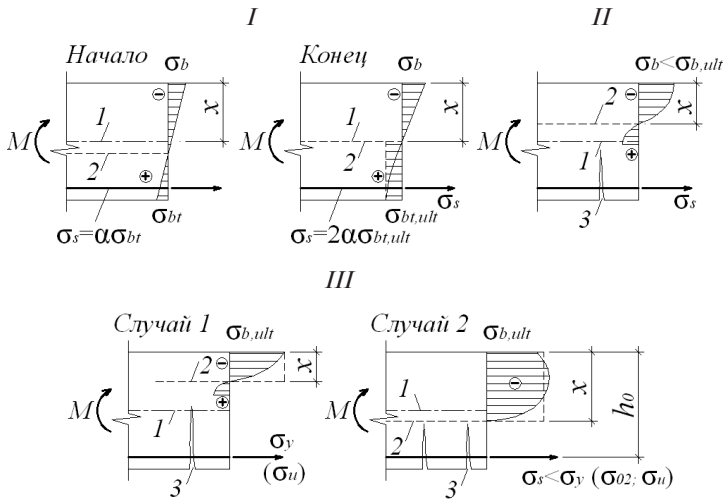


Рис. 2.1. Стадии напряженно-деформированного состояния изгибаемого элемента без напрягаемой арматуры: 1 — центральная ось; 2 — нулевая линия; 3 — трещина

В конце первой стадии перед появлением трещин в бетоне сжатой зоны проявляются незначительные пластические деформации и эпюра несколько искривляется. В растянутом бетоне пластические деформации достигают предельных значений. Коэффициент упругих деформаций $\nu_r = 0,5$. Деформации бе-

тона растянутой зоны не превосходят предельных значений $\varepsilon_{bt,ult} = 0,00015...0,0002$, усилие растяжения в растянутой зоне в основном воспринимает бетон, напряжения в растянутой арматуре незначительны и равны 30...40 МПа, т. е. во много раз ниже предела текучести арматуры σ_y :

$$\sigma_s = \varepsilon_{bt,ult} E_s = 30...40 \text{ МПа.} \quad (2.1)$$

Стадию I называют стадией упругой работы элемента. Она имеет место при относительно малой внешней нагрузке (15...20 % от разрушающей). Вследствие участия в работе растянутой зоны арматуры нулевая линия лежит ниже центральной оси балки. Стадия I положена в основу расчета по образованию трещин и деформаций (перемещений) до образования трещин.

При дальнейшем увеличении нагрузки в бетоне растянутой зоны образуются трещины, и он постепенно выключается из работы. Наступает стадия II – стадия эксплуатации.

В **стадии II** трещины распространяются почти до нулевой линии и оканчиваются в тех местах, где растягивающие напряжения близки к временному сопротивлению бетона на растяжения $\sigma_{bt,ult}$. В сечении с трещиной в растянутой зоне растягивающее усилие воспринимается практически одной арматурой. Усилие, воспринимаемое растянутым бетоном, над трещиной составляет порядка 3...8 % от усилия, воспринимаемого арматурой. На участках между трещинами бетон и арматура работают совместно, так как на этих участках сцепление арматуры с бетоном не нарушено. Эпюра нормальных напряжений в бетоне сжатой зоны по мере увеличения нагрузки искривляется вследствие развития неупругих деформаций в бетоне. Величина максимального напряжения постепенно перемещается с края в глубину сечения, а нулевая линия поднимается вверх. Конец стадии II характеризуется началом неупругих деформаций в арматуре, что свидетельствует о приближении напряжений в арматуре к пределу текучести σ_y (для арматуры с физическим пределом текучести) или $\sigma_{0,2}$ (для арматуры без физического предела текучести).

Стадия II сохраняется значительное время и характерна для эксплуатационных нагрузок. По стадии II рассчитывают величину раскрытия трещин и величину прогибов. Стадия II напряженно-де-

формированного состояния с некоторыми допущениями была положена в основу первого метода расчета железобетонных конструкций — по допускаемым напряжениям.

Стадия III — стадия разрушения, характеризующаяся относительно коротким периодом работы элемента. Разрушение элемента может происходить по двум характерным случаям, в зависимости от количества арматуры в растянутой зоне.

Первый случай. При увеличении нагрузки напряжения в растянутой арматуре достигают предела текучести σ_y , прогиб элемента сильно увеличивается, увеличивается ширина раскрытия трещин и их высота. При этом сокращается высота сжатой зоны бетона, и напряжения в ней достигают значений временного сопротивления бетона сжатию $\sigma_{b,ult}$. Разрушение элемента начинается с арматуры растянутой зоны, заканчивается раздроблением бетона сжатой зоны и носит пластический характер. При этом наблюдается снижение напряжений в крайнем сжатом волокне за счет нисходящей ветви диаграммы « $\sigma_b - \varepsilon_b$ ». Нулевая линия при первом случае разрушения сильно поднимается вверх. Участок элемента, на котором наблюдается текучесть арматуры и пластические деформации сжатого бетона, формируется практически при постоянном предельном моменте. Поэтому такие участки носят название пластических шарниров. К первому случаю относится также хрупкое разрушение элементов, армированных высокопрочной проволокой с малым относительным удлинением (4 %) при разрыве. Одновременно с разрывом проволоки происходит раздробление бетона сжатой зоны, и поэтому применение сталей с относительным удлинением при растяжении менее 4 % для армирования элементов вообще не рекомендуется.

Второй случай наблюдается при разрушении элементов с избыточным содержанием растянутой арматуры (переармированные сечения). Разрушение таких элементов происходит всегда внезапно без видимых признаков (величины прогибов, ширина раскрытия трещин находятся в допустимых пределах) от раздробления бетона сжатой зоны. Несущая способность такого элемента практически независима от площади продольной арматуры, и является функцией прочности сжатого бетона, формы и размеров сечения. Величи-

на сжатой зоны бетона в этом случае увеличивается, нейтральная ось опускается значительно ниже центральной оси. Ордината максимальных напряжений опускается вглубь эпюры, как и в первом случае разрушения. При разрушении по второму случаю несущая способность дефицитной арматуры недоиспользуется, что экономически нецелесообразно.

Третья стадия напряженно деформированного состояния положена в основу расчета сечений по несущей способности (прочности) в методе расчета сечений по разрушающим усилиям, применявшимся ранее, и в методе расчета по предельным состояниям.

Под нормально армированными элементами понимают такие, в которых полностью используется несущая способность арматуры. Все конструкции промышленных и гражданских зданий преимущественно нормально армированные, и поэтому переармированные сечения в нормах не рассматриваются. Граница между первым и вторым случаем разрушения определяется высотой сжатой зоны бетона.

По длине нормально армированного элемента имеются нормальные сечения, испытывающие различные стадии напряженно-деформированного состояния: стадию I – в сечениях с наименьшими изгибающими моментами; стадию II – в сечениях с большими изгибающими моментами; стадию III – в сечениях с расчетными изгибающими моментами.

Нулевая линия сечения с последовательной сменой стадий напряженно-деформированного состояния элемента постепенно перемещается вверх. Как только напряжения в крайнем верхнем волокне достигнут временного сопротивления сжатию, нулевая линия начнет постепенно перемещаться книзу и ордината максимальных напряжений в сжатом бетоне σ_b смещается вовнутрь эпюры напряжений сжатого бетона.

3. Стадии напряженно-деформированного состояния предварительно напряженных элементов. Напряженно-деформированное состояние предварительно напряженных элементов после образования трещин в бетоне растянутой зоны сходны с элементами без предварительного обжатия. Основная разница проявляется при работе в стадии I. Она заключается в том, что нагрузка, вызываю-

щая образование первых трещин в предварительно напряженных конструкциях, вследствие погашения предварительного обжатия бетона в 2...3 раза превосходит такую же нагрузку железобетонных конструкций без предварительного напряжения (рис. 2.2).

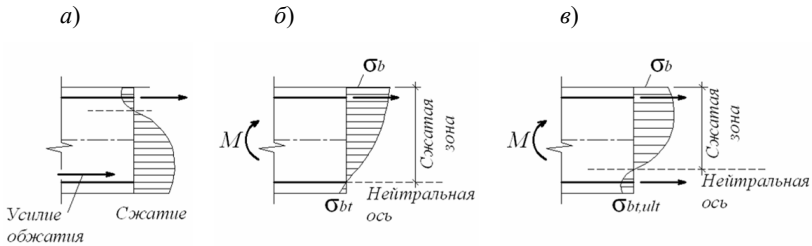


Рис. 2.2. Стадии напряженного состояния изгибаемого элемента с напрягаемой арматурой: а – до загрузки внешней нагрузкой; б – усилие предварительного обжатия крайних растянутых волокон погашено внешней нагрузкой; в – конец стадии I

В процессе предварительного обжатия растянутая зона испытывает сильные сжимающие напряжения. Под влиянием развития неупругих деформаций эпюра сжимающих напряжений приобретает криволинейное очертание (рис. 2.2, а). При загрузении внешней нагрузкой предварительные напряжения на уровне напрягаемой арматуры погашаются и на каком-то этапе загрузки они становятся равными нулю. При этом напряжения в сжатой зоне бетона весьма значительны (рис. 2.2, б). В процессе дальнейшего увеличения внешней нагрузки растягивающие напряжения в нижней зоне приближаются к временному сопротивлению бетона растяжению (конец стадии I), а напряжения в сжатой зоне сильно возрастают. Эпюра напряжений сжатой зоны вследствие развития неупругих деформаций сильно искривлена, и ее высота намного превышает высоту сжатой зоны в ненапрягаемом элементе при аналогичной стадии (рис. 2.2, в). Интервал между стадиями II и III существенно сокращается.

2.2. Метод расчета конструкций по предельным состояниям

1. Сущность метода. Две группы предельных состояний. Метод расчета по предельным состояниям является логическим развитием метода расчета по разрушающим усилиям. При расчете по этому методу четко устанавливаются предельные состояния конструкций, и вместо одного коэффициента запаса прочности вводится система расчетных коэффициентов, учитывающих статистическую изменчивость нагрузок и прочностных характеристик материалов, гарантирующих, что эти предельные состояния не наступят при самых неблагоприятных сочетаниях нагрузок и при наименьших значениях прочностных характеристик материалов. Конструкции, рассчитанные по методу предельных состояний, во многих случаях получаются несколько экономичнее.

Под предельным состоянием конструкции понимают такое ее состояние, при котором она перестает сопротивляться нагрузкам или непригодна к эксплуатации вследствие недопустимых прогибов и ширины раскрытия трещин. Расчеты бетонных и железобетонных конструкций следует производить по предельным состояниям, включающим:

- предельные состояния первой группы, приводящие к полной непригодности эксплуатации конструкций;
- предельные состояния второй группы, затрудняющие нормальную эксплуатацию конструкций или уменьшающие долговечность зданий и сооружений по сравнению с предусматриваемым сроком службы.

Расчет конструкции по предельным состояниям первой группы должен предотвратить:

- хрупкое, вязкое или разрушение иного характера (расчет конструкции по прочности с учетом в необходимых случаях прогиба конструкции перед разрушением);
- потерю устойчивости формы конструкций (расчет на устойчивость тонкостенных конструкций и т. п.) или ее положения (расчет на опрокидывание и скольжение подпорных стен, внецентренно нагруженных высоких фундаментов, расчет на всплывание заглубленных или подземных резервуаров, насосных станций и т. п.);

- усталостное разрушение (расчет на выносливость конструкций, находящихся под воздействием многократно повторяющейся нагрузки – подвижной или пульсирующей: подкрановых балок, шпал, рамных фундаментов и перекрытий под некоторые неуравновешенные машины и т. п.);
- разрушение под совместным воздействием силовых факторов и неблагоприятных влияний внешней среды (периодического или постоянного воздействия агрессивной среды, действия попеременного замораживания и оттаивания и т. п.).

Расчет конструкции по предельным состояниям второй группы должен предотвратить:

- образование, чрезмерное или длительное раскрытие трещин (если по условиям эксплуатации образование или длительное раскрытие трещин недопустимо);
- чрезмерные перемещения (прогибы, углы поворота, углы перекося и колебания).

2. Расчетные факторы. Нагрузки и механические характеристики материалов (бетона, арматуры и каменной кладки) обладают статистической изменчивостью, т. е. разбросом значений. Нагрузки и воздействия могут отличаться от заданной вероятности превышения средних значений, а механические характеристики – от заданной вероятности снижения средних значений. В расчетах по предельным состояниям также учитывают факторы нестатистического характера, а также различные неблагоприятные или благоприятные физические, химические и механические условия работы бетона и арматуры, изготовления и эксплуатации элементов зданий и сооружений. Нагрузка, расчетные характеристики материалов и расчетные коэффициенты нормируют.

3. Классификация нагрузок. Нормативные и расчетные нагрузки. При проектировании зданий и сооружений учитываются нагрузки, возникающие при возведении, эксплуатации, а также при изготовлении, хранении и транспортировке строительных конструкций. В зависимости от продолжительности действия нагрузок следует различать постоянные P_d и временные (длительные P_p , кратковременные P_r , особые P_s) нагрузки. Постоянные P_d – нагрузки, значения которых при эксплуатации не изменяются. К ним относятся

собственный вес элементов, частей зданий, вес ограждающих конструкций, вес и давление грунтов, горное давление и др.

Сохраняющиеся в конструкции или основании усилия от предварительного напряжения следует учитывать в расчетах как усилия от постоянных нагрузок.

Временные нагрузки обладают изменчивостью, а в отдельные периоды строительства и эксплуатации могут отсутствовать. Временные нагрузки разделяются на длительные P_l и кратковременные P_f .

К длительным P_l нагрузкам следует относить:

- вес временных перегородок, подливок и подбетонок под оборудование;
- вес стационарного оборудования на перекрытиях: станков, аппаратов, моторов, емкостей, трубопроводов с арматурой, вес складываемых материалов, оборудования в складских помещениях, холодильниках, архивах, а также вес жидкостей и твердых тел, заполняющих оборудование;
- давление газов, жидкостей и сыпучих тел в емкостях и трубопроводах, избыточное давление и разрежение воздуха, возникающее при вентиляции шахт;
- нагрузки на перекрытия от складываемых материалов и стеллажного оборудования в складских помещениях, холодильниках, зернохранилищах, книгохранилищах, архивах и подобных помещениях;
- нагрузки от людей, животных, оборудования на перекрытия жилых, общественных и сельскохозяйственных зданий с пониженными нормативными значениями;
- вертикальные нагрузки от мостовых и подвесных кранов с пониженным нормативным значением, определяемым умножением полного нормативного значения вертикальной нагрузки от одного крана в каждом пролете здания на коэффициент: 0,5 – для групп режима работы кранов 4К...6К; 0,6 – для группы режима работы кранов 7К; 0,7 – для группы режима работы кранов 8К;
- снеговые нагрузки с пониженным расчетным значением, определяемым умножением полного расчетного значения на коэффициент 0,5;

- воздействия, обусловленные деформациями основания, а также оттаиванием вечномерзлых грунтов;
- воздействия, обусловленные изменением влажности, усадкой и ползучестью материалов.

К кратковременным P_i нагрузкам следует относить:

- нагрузки от оборудования, возникающие в пускоостановочном, переходном и испытательном режимах, а также при его перестановке или замене;
- вес людей, ремонтных материалов в зонах обслуживания и ремонта оборудования;
- нагрузки от людей, животных, оборудования на перекрытиях жилых, общественных и сельскохозяйственных зданий с полными нормативными значениями;
- нагрузки от подвижного подъемно-транспортного оборудования (погрузчиков, электрокаров, тельферов, а также от мостовых и подвесных кранов с полным нормативным значением);
- снеговые нагрузки с полным расчетным значением;
- ветровые нагрузки, гололедные нагрузки.

Особые нагрузки P_s возникают в специфических условиях строительства и эксплуатации. К ним следует относить:

- сейсмические и взрывные воздействия;
- воздействия, вызванные деформациями оснований при замачивании просадочных грунтов или оседанием грунтов в районах горных выработок.

Основными характеристиками нагрузок являются их нормативные значения, устанавливаемые нормами с заранее заданной вероятностью, исходя из опыта проектирования и эксплуатации сооружений, а также из результатов исследований статистической природы нагрузок.

Нормативные постоянные нагрузки принимают по проектным значениям геометрических и конструктивных параметров и по средним значениям плотности. Нормативные значения атмосферных нагрузок (ветровой, гололедный и т. п.) принимаются по средним из наибольших ежегодных значений или по значениям, соответствующим определенному среднему периоду их превышения.

Нормативные значения технологических нагрузок принимаются на основании как паспортных данных, так и с учетом ожидаемых наибольших значений для предусмотренных условий эксплуатации и срока службы. Нормативные значения сейсмических нагрузок, нагрузок, вызванных деформациями просадочных грунтов при замачивании, мерзлых грунтов при оттаивании, устанавливаются в соответствии с требованиями соответствующих норм. Нормативные значения нагрузок, вызываемых чрезвычайными обстоятельствами (взрывные, при резком нарушении технологического процесса, при столкновении движущихся предметов со строительными конструкциями и т. п.), также регламентируются специальными нормативными документами.

Значения расчетных нагрузок, используемых в расчетах на прочность и устойчивость, получают путем умножения нормативной нагрузки на коэффициент надежности по нагрузке γ_f , обычно больше единицы, который учитывает возможное отклонение нормативной нагрузки в большую сторону. Коэффициент надежности по нагрузке при действии веса конструкций, применяемый в расчете на устойчивость, положении против всплытия, опрокидывания и скольжения, а также в других случаях, когда уменьшение массы ухудшает условия работы конструкции, принят меньше единицы ($\gamma_f = 0,9$).

Коэффициент надежности γ_f для нагрузок от собственной массы бетонных и железобетонных строительных конструкций принимают равным:

- с плотностью более 1600 кгс/м^3 $\gamma_f = 1,1$;
- с плотностью 1600 кгс/м^3 и менее выполняемые в заводских условиях $\gamma_f = 1,2$, на строительной площадке $\gamma_f = 1,3$;
- для изоляционных и выравнивающих слоев, выполняемых в заводских условиях $\gamma_f = 1,2$, на строительной площадке $\gamma_f = 1,3$.

Коэффициент надежности по нагрузке γ_f для равномерно распределенных нагрузок на перекрытия и лестницы (временных нагрузок) следует принимать:

- $1,3$ – при полном нормативном значении распределенных нагрузок менее $2,0 \text{ кПа}$;
- $1,2$ – при полном нормативном значении распределенных нагрузок $2,0 \text{ кПа}$ и более;

- 1,05 – для стационарного оборудования;
- 1,2 – для изоляции стационарного оборудования;
- 1,2 – для электропогрузчиков и электрокаров (с грузом)
- 1,0 – для заполнителей оборудования жидкостей;
- 1,1 – суспензий, шламов, сыпучих тел.

Коэффициент надежности по ветровой и снеговой нагрузке γ_f следует принимать равным 1,4.

Расчет конструкций по предельным состояниям первой и второй групп следует выполнять с учетом наиболее неблагоприятных сочетаний нагрузок или соответствующих им усилий. Эти сочетания устанавливаются из анализа реальных вариантов одновременного действия различных нагрузок с учетом возможности появления различных схем приложения временных нагрузок или при отсутствии некоторых из них.

Вероятность одновременного возникновения нескольких нагрузок существенно ниже, чем вероятность появления любой из них, если их значения приняты такими же, как если бы они действовали поодиночке. Поэтому в нормах нагрузок введены коэффициенты сочетаний нагрузок (меньше 1), учитывающие уменьшение вероятности одновременного появления нескольких нагрузок с полными расчетными значениями. При этом в сочетание включаются нагрузки, оказывающие наиболее неблагоприятное влияние на расчетную ситуацию, и, соответственно, в сочетание не входят взаимоисключающие воздействия.

В зависимости от учитываемого состава нагрузок нормы различают:

- основные сочетания нагрузок, состоящие из постоянных, длительных и кратковременных:

$$C_m = P_d + (\psi_{11}P_{11} + \psi_{12}P_{12} + \psi_{13}P_{13} + \dots) + (\psi_{21}P_{21} + \psi_{22}P_{22} + \psi_{23}P_{23} + \dots); \quad (2.2)$$

- особое сочетание нагрузок, состоящее из постоянных, длительных, кратковременных и одной из особых нагрузок:

$$C_s = C_m + P_s, \quad (2.3)$$

где C_m — нагрузка для основного сочетания; C_s — нагрузка для особого сочетания; ψ_{ii} ($i = 1, 2, 3, \dots$) — коэффициенты сочетаний для длительных нагрузок; ψ_{ii} ($i = 1, 2, 3, \dots$) — коэффициенты сочетаний для кратковременных нагрузок.

При расчете конструкций на основные сочетания, включающие постоянные и не менее двух временных нагрузок, расчетные значения временных нагрузок или соответствующие им усилия следует умножать на коэффициенты сочетаний, равные:

— для равномерно распределенных длительных нагрузок:

$$\psi_{i1} = 1,0; \psi_{i2} = \psi_{i3} = \dots = 0,95, \quad (2.4)$$

где ψ_{i1} — коэффициент сочетаний, соответствующий основной по степени влияния длительной нагрузке; ψ_{i2}, ψ_{i3} — коэффициенты сочетаний для остальных длительных нагрузок;

— для кратковременных нагрузок:

$$\psi_{i1} = 1,0; \psi_{i2} = 0,9; \psi_{i3} = \psi_{i4} = \dots = 0,7, \quad (2.5)$$

где ψ_{i1} — коэффициент сочетаний, соответствующий основной по степени влияния кратковременной нагрузке; ψ_{i2} — коэффициент сочетаний, соответствующий второй кратковременной нагрузке; ψ_{i3}, ψ_{i4} — коэффициенты сочетаний для остальных кратковременных нагрузок.

Для особых сочетаний коэффициенты сочетаний для всех кратковременных нагрузок принимаются равными 0,8, за исключением случаев, оговоренных в нормах проектирования сооружений в сейсмических районах и в нормах проектирования конструкций и оснований. При этом особая нагрузка принимается без снижения.

При учете основных сочетаний, включающих постоянные и одну временную нагрузку (длительную или кратковременную), коэффициенты ψ_p, ψ_t вводить не следует.

Снижение нагрузок. При расчете балок, ригелей, плит, а также колонн, стени фундаментов многоэтажных зданий, воспринимающих нагрузки от одного перекрытия, полные нормативные значения нагрузок, допускается снижать в зависимости от грузовой площади A, m^2 , с которой передается нагрузка на рассчитываемый элемент, умножением на коэффициент сочетания ϕ_1 или ϕ_2 , равный:

а) для квартир, классных помещений, служебных помещений и примыкающих к ним вестибюлей при $A > A_1 = 9 \text{ м}^2$:

$$\varphi_1 = 0,4 + \frac{0,6}{\sqrt{A/A_1}}; \quad (2.6)$$

б) для залов читальных, обеденных, торговых, выставочных, спортивных, зрительных, концертных, вестибюлей, фойе, лестниц с нормативным значением временной нагрузки 4 кПа, при $A > A_2 = 36 \text{ м}^2$:

$$\varphi_2 = 0,5 + \frac{0,5}{\sqrt{A/A_2}}. \quad (2.7)$$

При определении продольных усилий для расчета колонн, стен и фундаментов, воспринимающих нагрузки от двух перекрытий и более, полные нормативные значения нагрузок следует снижать умножением на коэффициент сочетаний φ_3 или φ_4 :

а) для жилых зданий, служебных помещений и коридоров и фойе, примыкающим к ним:

$$\varphi_3 = 0,4 + \frac{\varphi_1 - 0,4}{\sqrt{n}}; \quad (2.8)$$

б) для различных залов, участков обслуживания и ремонта оборудования в производственных помещениях:

$$\varphi_4 = 0,5 + \frac{\varphi_2 - 0,5}{\sqrt{n}}, \quad (2.9)$$

где n – общее число перекрытий.

4. Учет ответственности зданий и сооружений. Для учета ответственности зданий и сооружений, характеризующейся экономическими, социальными и экологическими последствиями их отказов, устанавливаются три уровня: 1а и 1б – повышенный; 2 – нормальный; 3 – пониженный.

Повышенный уровень ответственности следует принимать для зданий и сооружений, отказы которых могут привести к тяжелым экономическим, социальным и экологическим последствиям (резервуары для нефти и нефтепродуктов вместимостью 10 000 м³ и более, магистральные трубопроводы, производственные здания с пролетами 100 м и более, а также уникальные здания и сооружения).

Нормальный уровень ответственности следует принимать для зданий и сооружений массового строительства (жилые, общественные, производственные и сельскохозяйственные здания и сооружения).

Пониженный уровень ответственности следует принимать для сооружений сезонного или вспомогательного назначения (парники, теплицы, летние павильоны, небольшие склады и подобные сооружения).

При расчете несущих конструкций и оснований следует учитывать коэффициент надежности по ответственности γ_n , принимаемый равным: для уровня ответственности 1а – 1,2; 1б – 1,1; для уровня 2 – 1,0; для уровня 3 – 0,8.

При проектировании уровень ответственности зданий учитывают умножением расчетных нагрузок или соответствующих им усилий на коэффициент надежности по ответственности γ_n .

5. Нормативные и расчетные сопротивления бетона. Нормативным сопротивлением бетона является временное сопротивление осевому сжатию призм $R_{b,n}$ (призменная прочность) и временное сопротивление осевому растяжению $R_{bt,n}$. Нормативную призменную прочность определяют по эмпирической зависимости, МПа:

$$R_{b,n} = B(0,77 - 0,00125B), \quad (2.10)$$

при этом $R_{b,n} \geq 0,72B$.

Нормативное сопротивление осевому растяжению, МПа:

$$R_{bt,n} = 0,233\sqrt[3]{(R_{b,n})^2}. \quad (2.11)$$

Расчетные сопротивления бетона осевому сжатию R_b и осевому растяжению R_{bt} для предельных состояний первой группы определяют путем деления нормативных сопротивлений на коэффициенты надежности по бетону, принимаемые равными: при сжатии $\gamma_b = 1,3$; при растяжении $\gamma_{bt} = 1,5$:

$$R_b = \frac{R_{b,n}}{\gamma_b}; \quad R_{bt} = \frac{R_{bt,n}}{\gamma_{bt}}. \quad (2.12)$$

В необходимых случаях расчетные сопротивления бетона R_b и R_{bt} умножаются на следующие коэффициенты условий работы γ_{bt} :

а) $\gamma_{b1} = 0,9$ – для бетонных и железобетонных конструкций при действии только постоянных и временных длительных нагрузок, вводимый к расчетным значениям R_b и R_{bt} ;

б) $\gamma_{b2} = 0,9$ – для бетонных конструкций, вводимый к расчетному значению R_b ;

в) $\gamma_{b3} = 0,85$ – для бетонных и железобетонных конструкций, бетонируемых в вертикальном положении при высоте слоя бетонирования свыше 1,5 м, вводимый к расчетному сопротивлению R_b .

Расчетные значения сопротивления бетона осевому сжатию $R_{b,ser}$ и осевому растяжению $R_{bt,ser}$ для предельных состояний второй группы принимают равными соответствующим нормативным сопротивлениям и вводят в расчет с коэффициентами надежности по бетону $\gamma_b = \gamma_{bt} = 1,0$.

6. Нормативные и расчетные сопротивления арматуры. За нормативные сопротивления арматуры $R_{s,n}$ принимаются наименьшие контролируемые значения физического или условного предела текучести, которые гарантируются с вероятностью не менее 0,95.

Расчетные значения сопротивления арматуры растяжению R_s для предельных состояний первой группы определяют по формуле

$$R_s = \frac{R_{s,n}}{\gamma_s}, \quad (2.13)$$

где γ_s – коэффициент надежности по арматуре, принимаемый равным 1,15 для предельных состояний первой группы и 1,0 – для предельных состояний второй группы.

Расчетные значения сопротивления арматуры растяжению для предельных состояний второй группы $R_{s,ser}$ принимают равными соответствующим нормативным сопротивлениям $R_{s,n}$.

Расчетные сопротивления арматуры сжатию R_{sc} , используемые при расчете конструкций по предельным состояниям первой группы, при наличии сцепления арматуры с бетоном принимаются равными соответствующим расчетным сопротивлениям арматуры растяжению R_s , но не более значений, отвечающих деформациям укорочения бетона, окружающего сжатую арматуру: при кратковременном действии нагрузки – не более 400 МПа, при длительном действии нагрузки – не более 500 МПа. Для арматуры классов В500 и А600 граничные значения сопротивления сжатию принимаются с понижающим коэффициентом условий работы.

При расчете конструкций на действие только постоянных и длительных нагрузок, когда расчетное сопротивление бетона сжатию R_b принимается с коэффициентом $\gamma_{b1} = 0,9$, расчетное сопротивление арматуры сжатию R_{sc} допускается принимать не более 500 МПа, при этом для арматуры класса А600 принимается $R_{sc} = 470$ МПа.

Расчетное сопротивление растяжению ненапрягаемой поперечной арматуры (хомутов и отогнутых стержней) R_{sw} снижают по сравнению с R_s путем умножения на коэффициент условий работы $\gamma_{s1} = 0,8$, но принимают не более 300 МПа.

При расположении стержней арматуры классов В_p 1200...В_p 1500 попарно вплотную без зазоров расчетное сопротивление растяжению R_s умножается на коэффициент условий работы $\gamma_{s2} = 0,85$.

При отсутствии сцепления арматуры с бетоном R_{sc} принимается равным нулю.

7. Основные положения расчета. Предельные состояния первой группы. Расчеты железобетонных конструкций производят на действие изгибающих моментов, продольных сил, поперечных сил и крутящих моментов, а также на местное действие нагрузки. Расчет бетонных и железобетонных элементов по прочности производят:

– по нормальным сечениям (при действии изгибающих моментов и продольных сил) – по нелинейной деформационной модели. Для простых типов железобетонных конструкций (прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, расположенной у верхней и нижней граней сечения) допускается выполнять расчет по предельным усилиям;

– по наклонным сечениям (при действии поперечных сил), по пространственным сечениям (при действии крутящих моментов), на местное действие нагрузки (местное сжатие, продавливание) – по предельным усилиям.

Расчет по прочности коротких железобетонных элементов (коротких консолей и других элементов) производят на основе каркасно-стержневой модели.

Расчет по прочности бетонных и железобетонных элементов по предельным усилиям производят из условия, что усилие от внешних нагрузок и воздействий F в рассматриваемом сечении не должно превышать предельного усилия F_{ult} , которое может быть воспринято элементом в этом сечении.

Усилие от внешних расчетных нагрузок F (изгибающий момент, продольная или поперечная сила, крутящий момент) является функцией расчетных постоянных и временных нагрузок (q_g и q_v) и факторов расчетной схемы (С):

$$F(q_g, q_v, C, \gamma_n). \quad (2.14)$$

Усилие, воспринимаемое сечением, является, в свою очередь, функцией формы и размеров сечения (S), расчетных характеристик материалов (R_s, R_b) и коэффициентов условий работы бетона и арматуры (γ_b и γ_s):

$$F_{ult}(S, R_b, R_s, \gamma_b, \gamma_s). \quad (2.15)$$

Условие прочности выражается неравенством

$$F \leq F_{ult}. \quad (2.16)$$

Предельные состояния второй группы. Расчет железобетонных элементов по образованию нормальных трещин производят по предельным усилиям или по нелинейной деформационной модели. Расчет по образованию наклонных трещин производят по предельным усилиям.

Расчет по образованию трещин железобетонных элементов по предельным усилиям производят из условия, по которому усилие от внешних нагрузок и воздействий F в рассматриваемом сечении не должно превышать предельного усилия $F_{crc,ult}$, которое может быть воспринято железобетонным элементом при образовании трещин:

$$F \leq F_{crc,ult}, \quad (2.17)$$

где F – усилие от внешних нагрузок (продольная или поперечная сила, изгибающий момент) при коэффициенте $\gamma_f = 1$; $F_{crc,ult}$ – усилие, воспринимаемое сечением без образования трещин и определяемое при расчетных сопротивлениях для расчета по второй группе предельных состояний.

Расчет железобетонных элементов производят по раскрытию различного вида трещин в тех случаях, когда расчетная проверка на образование трещин показывает, что трещины образуются.

Расчет по раскрытию трещин производят из условия, по которому ширина раскрытия трещин от внешней нагрузки a_{crc} не должна превосходить предельно допустимого значения ширины раскрытия трещин $a_{crc,ult}$:

$$a_{crc} \leq a_{crc,ult}. \quad (2.18)$$

Расчет железобетонных элементов по деформациям производят из условия, по которому прогибы или перемещения конструкций

f от действия внешней нагрузки не должны превышать предельно допустимых значений прогибов или перемещений f_{ult}

$$f \leq f_{ult}. \quad (2.19)$$

Величина перемещений (прогибов) определяется от нагрузок при коэффициенте $\gamma_f = 1$ с учетом длительности их действия и первоначального выгиба от усилия предварительного обжатия. На практике сравнивают не абсолютные величины f , а их относительные значения f/l .

Предельные значения относительных прогибов установлены различными требованиями:

- технологическими – обусловленными нормальной работой кранов, технологических установок, машин, аппаратов и т. п.;
- конструктивными – обусловленными влиянием соседних элементов, ограничивающих деформации;
- физиологическими – обусловленными дискомфортными ощущениями при колебании;
- эстетико-психологическими – обусловленными впечатлением людей о пригодности конструкций к эксплуатации.

Величины значений предельных относительных прогибов приведены в СП 20.13330.2011 «Нагрузки и воздействия».

Расчет по деформациям следует производить на действие:

- постоянных, временных длительных и кратковременных нагрузок при ограничении деформаций технологическими или конструктивными требованиями;
- постоянных и временных длительных нагрузок при ограничении деформаций эстетико-психологическими требованиями.

Для не связанных с соседними элементами железобетонных плит перекрытий, лестничных маршей, площадок и т. п. должна производиться дополнительная проверка по зыбкости: добавочный прогиб от кратковременно действующей сосредоточенной нагрузки 1000 Н при наиболее невыгодной схеме ее приложения должен быть не более 0,7 мм.

Если в нижележащем помещении с плоским потолком имеются расположенные поперек пролета элемента l постоянные перегородки, не являющиеся опорами, с расстоянием между ними l_p , то про-

гиб элемента в пределах расстояния l_p (отсчитываемый от линии, соединяющей верхние точки осей перегородок) может быть допущен до $(1/200) l_p$, однако при этом предельный прогиб всего элемента должен быть не более $(1/150)l$.

2.3. Предварительные напряжения в бетоне и арматуре

1. Величины предварительных напряжений. Создаваемое искусственно предварительное напряжение в арматуре имеет существенное значение для последующей работы элементов под нагрузкой. Величину предварительного напряжения арматуры растянутой зоны принимают по возможности большой. Чем она выше, тем значительнее будет предварительное обжатие бетона, а следовательно, выше трещиностойкость и жесткость конструкции.

Однако чрезмерное предварительное напряжение арматуры опасно из-за большой вероятности ее обрыва при натяжении, значительных остаточных деформаций, появления трещин в верхней, растянутой от обжатия, зоне бетона, проскальзывания арматуры в бетоне торцевых зон в момент отпуска.

Недостаточное предварительное напряжение не обеспечит требуемую трещиностойкость и жесткость конструкции из-за раннего образования трещин. Предварительные напряжения в арматуре сжатой зоны желательно назначать из условия, что они погашаются к моменту разрушения и не оказывают отрицательного влияния на напряжения бетона сжатой зоны, т. е. не увеличивают их.

Нормативные документы предлагают принимать предварительные напряжения σ_{sp} (σ'_{sp} — для арматуры в сжатой зоне) в напрягаемой арматуре без учета потерь не более:

- для горячекатаной и термомеханически упроченной арматуры классов А600, А800, А1000 — $0,9R_{s,n}$;
- для холоднодеформированной арматуры и канатов классов В_p 1200...В_p 1600, К1400, К1500, К1600, К1700 — $0,8 R_{s,n}$.

Кроме того, для любых классов арматуры значение σ_{sp} и σ'_{sp} принимают не менее $0,3 R_{s,n}$.

При расчете предварительно напряженных элементов по прочности следует учитывать возможные отклонения предварительно-

го напряжения путем умножения значений σ_{spj} (или усилия обжатия P_j) для рассматриваемого j -го стержня или группы стержней напрягаемой арматуры на коэффициент γ_{sp} .

Значения коэффициента γ_{sp} принимают равными:

- 0,9 – при благоприятном влиянии предварительного напряжения;
- 1,1 – при неблагоприятном влиянии предварительного напряжения.

Передаточная прочность бетона R_{bp} (кубиковая прочность бетона в момент передачи усилия натяжения с арматуры на бетон с обеспеченностью 0,95) назначается не менее 15 МПа и не менее 50 % принятого класса бетона по прочности на сжатие.

Класс бетона по прочности на сжатие, в котором расположена напрягаемая арматура, следует принимать не ниже указанного в табл. 2.1.

Таблица 2.1

Вид и класс напрягаемой арматуры	Класс бетона не ниже	Вид и класс напрягаемой арматуры	Класс бетона не ниже
Проволочная арматура классов: – B_p с анкерами; – B_p без анкеров диаметром до 5 мм включительно; – диаметром 6 мм и более	B20	Стержневая арматура без анкеров классов: – диаметром от 10 до 18 мм включительно; – A600; – A800; – A1000; – диаметром 20 мм и более;	B15 B20 B30
	B20		
Арматурные канаты класса K1400 и K1700	B30	– A600; – A800; – A1000	B25 B25 B30

2. Потери предварительных напряжений. Первоначальные предварительные напряжения в арматуре в процессе изготовления и эксплуатации конструкций уменьшаются из-за влияния разных факторов. Для обеспечения требуемой трещиностойкости и жесткости при расчете предварительно напряженных конструкций (элементов) следует учитывать потери предварительных напряжений в арматуре.

Все потери предварительных напряжений разделены на первые, происходящие в процессе изготовления конструкции, и вторые, происходящие после передачи усилия натяжения на бетон.

Первые потери предварительного напряжения при натяжении арматуры на упоры включают потери от релаксации предварительных напряжений в арматуре, потери от температурного перепада при термической обработке конструкций, потери от деформации анкеров и деформации формы (упоров). Вторые потери предварительного напряжения включают потери от усадки и ползучести бетона.

Первые потери предварительного напряжения при натяжении арматуры на бетон включают потери от деформации анкеров, трения арматуры о стенки каналов или поверхность конструкции. Вторые потери предварительного напряжения включают потери от релаксации предварительных напряжений в арматуре, усадки и ползучести бетона.

Потери от релаксации напряжений арматуры $\Delta\sigma_{sp1}$ определяют по формулам:

– для арматуры классов А600, А800 и А1000 при способе натяжения:

механическом

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0,1\sigma_{sp} - 20; \quad (2.20)$$

электротермическом

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0,03\sigma_{sp}; \quad (2.21)$$

– для арматуры классов Вр1200...Вр1500, К1400, К1500, К1600 при способе натяжения:

механическом

$$\Delta\sigma_{sp1} = \left(0,22 \frac{\sigma_{sp}}{R_{s,n}} - 0,1 \right) \sigma_{sp}; \quad (2.22)$$

электротермическом

$$\Delta\sigma_{sp1} = 0,05\sigma_{sp}. \quad (2.23)$$

Здесь σ_{sp} принимается без потерь в МПа.

При отрицательных значениях $\Delta\sigma_{sp}$ их следует принимать равными нулю. При наличии более точных данных о релаксации напряжений арматуры допускается принимать иные значения потерь от релаксации.

Потери $\Delta\sigma_{sp2}$ от температурного перепада Δt °С, определяемого как разность температур натянутой арматуры в зоне нагрева и устройства, воспринимающего усилия натяжения при нагреве бетона, принимаются равными:

$$\Delta\sigma_{sp2} = 1,25\Delta t \text{ (МПа)}. \quad (2.24)$$

При отсутствии точных данных по температурному перепаду допускается принимать $\Delta t = 65^\circ\text{C}$.

При наличии более точных данных о температурной обработке конструкций допускается принимать иные значения потерь от температурного перепада.

Потери от деформации стальной формы (упоров) $\Delta\sigma_{sp3}$ при одновременном натяжении арматуры на форму определяются по формуле

$$\Delta\sigma_{sp3} = \frac{n-1}{2n} \cdot \frac{\Delta l}{l} E_s, \quad (2.25)$$

где n – число стержней (групп стержней), натягиваемых не одновременно; Δl – сближение упоров по линии действия усилия P , определяемое из расчета деформации формы; l – расстояние между наружными гранями упоров.

При отсутствии данных о конструкции формы и технологии изготовления допускается принимать $\Delta\sigma_{sp3} = 30 \text{ МПа}$.

При электротермическом способе натяжения арматуры потери от деформации формы не учитываются. Они учитываются при определении расчетной длины l арматурного стержня.

Потери от деформации анкеров, расположенных у натяжных устройств $\Delta\sigma_{sp4}$, определяются по формуле

$$\Delta\sigma_{sp4} = \frac{\Delta l}{l} E_s, \quad (2.26)$$

где Δl – обжатие анкеров или смещение стержня в зажимах анкеров; l – расстояние между наружными гранями упоров.

При отсутствии данных допускается принимать $\Delta l = 2 \text{ мм}$.

При электротермическом способе натяжения потери от деформации анкеров не учитываются, так как они должны быть учтены при определении значений полного удлинения арматуры.

При натяжении арматуры на бетон потери от деформации анкеров натяжных устройств $\Delta\sigma_{sp4}$ определяют по формуле (2.26), в которой принимают $\Delta l = 2 \text{ мм}$, а потери от трения о стенки каналов или поверхность конструкции $\Delta\sigma_{sp7}$ определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp7} = \left(1 - \frac{1}{e^{\omega x + \delta \Theta}}\right) \sigma_{sp}, \quad (2.27)$$

где e – основание натуральных логарифмов; ω, δ – коэффициенты, определяемые по табл. 2.2; x – длина участка от натяжного устройства до расчетного сечения, м; θ – суммарный угол поворота оси арматуры, рад; σ_{sp} – принимается без потерь.

Таблица 2.2

Канал или поверхность	Коэффициенты для определения потерь от трения арматуры		
	ω	δ при арматуре в виде	
		пучков, канатов	стержней периодического профиля
1. Канал:			
– с металлической поверхностью	0,0030	0,35	0,40
– с бетонной поверхностью, образованный жестким каналообразователем	0	0,55	0,65
– то же, гибким каналообразователем	0,0015	0,55	0,65
2. Бетонная поверхность	0	0,55	0,65

Потери от усадки бетона $\Delta\sigma_{sp5}$ определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp5} = \varepsilon_{b,sh} E_s, \quad (2.28)$$

где $\varepsilon_{b,sh}$ – деформации усадки бетона, принимаемые равными:

0,0002 – для бетона классов В35 и ниже;

0,00025 – для бетона класса В40;

0,0003 – для бетона классов В45 и выше.

Для бетона, подвергнутого тепловой обработке при атмосферном давлении, потери от усадки бетона $\Delta\sigma_{sp5}$ вычисляют по формуле (2.28) с умножением полученного результата на коэффициент, равный 0,85.

Допускается потери от усадки определять более точными методами.

Потери напряжений в рассматриваемой напрягаемой арматуре (S или S') от ползучести бетона $\Delta\sigma_{sp6}$ определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp6} = \frac{0,8\varphi_{b,cr} \alpha \sigma_{bpj}}{1 + \alpha \mu_{spj} \left(1 \pm \frac{y_{sj}^2 A_{red}}{I_{red}} \right) (1 + 0,8\varphi_{b,cr})}, \quad (2.29)$$

где $\varphi_{b,cr}$ – коэффициент ползучести бетона, определяемый согласно табл. 1.2; α – коэффициент приведения арматуры к бетону, равный $\alpha = E_s/E_b$; μ_{spj} – коэффициент армирования, равный A_{spj}/A , где A и A_{spj} – площади поперечного сечения, соответственно, элемента и рассматриваемой напрягаемой арматуры (A_{sp} или A'_{sp}); y_{sj} – расстояние между центрами тяжести сечения рассматриваемой группы стержней напрягаемой арматуры и приведенного поперечного сечения элемента; σ_{bj} – напряжение в бетоне на уровне центра тяжести j -й группы рассматриваемой напрягаемой арматуры, определяемое как для упругих материалов, принимая приведенное сечение элемента, включающее площадь сечения бетона и площадь сечения всей продольной арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону $\alpha = E_s/E_b$. При $\sigma_{spj} < 0$ принимается $\Delta\sigma_{spb} = 0$ и $\Delta\sigma_{sp5} = 0$.

В формуле (2.29) сжимающие напряжения учитываются со знаком «плюс», а растягивающие – со знаком «минус». Тот же знак принимается и в формуле (2.35).

Если передаточная прочность бетона R_{bp} меньше 70 % класса бетона B , то при определении $\Delta\sigma_{spb}$ значения $\varphi_{b,cr}$ и E_b принимаются при $B = R_{bp}$.

Передаточную прочность бетона R_{bp} (прочность бетона к моменту его обжатия, контролируемая аналогично классу бетона по прочности на сжатие) следует назначать не менее 15 МПа и не менее 50 % принятого класса бетона по прочности на сжатие.

Для бетона, подвергнутого тепловой обработке, потери вычисляются по формуле (2.29) с умножением полученного результата на коэффициент, равный 0,85.

Полные значения первых потерь предварительного напряжения определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp(1)} = \sum_i \Delta\sigma_{spi}, \quad (2.30)$$

где i – номер потерь предварительного напряжения.

Усилие предварительного обжатия бетона с учетом первых потерь равно

$$P_{(1)} = \sum_j A_{spj} \sigma_{sp(1)}, \quad (2.31)$$

где A_{spj} и $\sigma_{sp(1)}$ – площадь сечения j -й группы стержней напрягаемой арматуры в сечении элемента и предварительное напряжение в группе с учетом первых потерь:

$$\sigma_{sp(1)j} = \sigma_{spj} - \Delta\sigma_{sp(1)j}.$$

Здесь σ_{spj} – начальное предварительное напряжение рассматриваемой группы стержней арматуры.

Полные значения первых и вторых потерь предварительного напряжения арматуры определяют по формуле

$$\Delta\sigma_{sp(2)} = \sum_i \Delta\sigma_{spi}. \quad (2.32)$$

Усилие в напрягаемой арматуре с учетом полных потерь равно

$$P_{(2)} = \sum_j (A_{spj} \sigma_{sp(2)j}), \quad (2.33)$$

где $\sigma_{sp(2)j} = \sigma_{spj} - \Delta\sigma_{sp(2)j}$.

При проектировании конструкций полные суммарные потери $\Delta\sigma_{sp(2)j}$ для арматуры, расположенной в растянутой при эксплуатации зоне сечения элемента (основной рабочей арматуры), следует принимать не менее 100 МПа.

При определении усилия предварительного обжатия бетона P с учетом полных потерь напряжений следует учитывать сжимающие напряжения в ненапрягаемой арматуре, численно равные сумме потерь от усадки и ползучести бетона на уровне этой арматуры.

При определении усилий обжатия с учетом ненапрягаемой арматуры на уровне ненапрягаемой арматуры потери от ползучести на этом уровне принимают равными

$$\Delta\sigma_{sp6}(\sigma_{bs}/\sigma_{bp}),$$

где $\Delta\sigma_{sp6}$ – потери от ползучести для стержней напрягаемой арматуры, ближайшей к рассматриваемой ненапрягаемой арматуре; σ_{bs} и σ_{bp} – напряжения в бетоне на уровне рассматриваемой ненапрягаемой и напрягаемой арматуры, соответственно.

Предварительные напряжения в бетоне σ_{bp} при передаче усилия предварительного обжатия $P_{(1)}$, определяемого с учетом первых потерь, не должны превышать:

- если напряжения уменьшаются или не изменяются при действии внешних нагрузок – $0,9R_{bp}$,
- если напряжения увеличиваются при действии внешних нагрузок – $0,7R_{bp}$.

Напряжения в бетоне σ_{bp} определяют по формуле

$$\sigma_{bp} = \frac{P_{(1)}}{A_{red}} \pm \frac{P_{(1)}e_{0p1}y_s}{I_{red}} \pm \frac{My_s}{I_{red}}, \quad (2.34)$$

где $P_{(1)}$ — усилия предварительного обжатия с учетом первых потерь; e_{0p1} — эксцентриситет усилия $P_{(1)}$ относительно центра тяжести приведенного сечения элемента, равный

$$e_{0p1} = \frac{A_{sp}y_{sp} - A'_{sp}y'_{sp}}{A_{sp} + A'_{sp}}, \quad (2.35)$$

здесь y_{sp} , y'_{sp} — см. рис. 2.3; y_s — расстояние между центрами тяжести рассматриваемой напрягаемой арматуры и приведенного поперечного сечения элемента (т. е. y_{sp} или y'_{sp}); M — изгибающий момент от собственного веса элемента, действующий в стадии обжатия в рассматриваемом сечении; A_{red} и I_{red} — площадь приведенного сечения и ее момент инерции относительно центра тяжести приведенного сечения.



Рис. 2.3. Схема усилий предварительного напряжения арматуры в поперечном сечении железобетонного элемента

Напряжение в бетоне σ_{bp} определяется по формуле (2.34), при этом за значение y_s принимается расстояние от центра тяжести приведенного сечения до наиболее сжатой грани в стадии обжатия, а значение момента M определяется для сечения, где разгружающее влияние этого момента минимально (например, в сечении, проходящем через конец зоны передачи предварительного напряжения длиной l_p).

3. Приведенное сечение включает площадь сечения бетона и площадь сечения всей продольной арматуры (напрягаемой и ненапрягаемой) с коэффициентом приведения арматуры к бетону $a = E_s/E_b$.

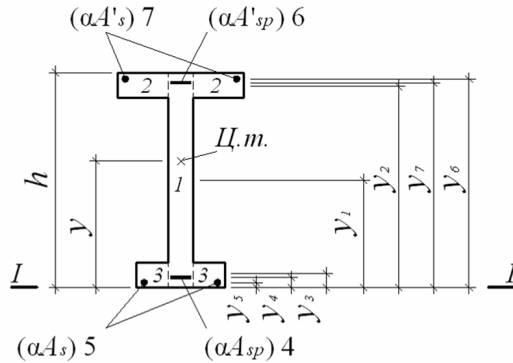


Рис. 2.4. Схема к определению геометрических характеристик приведенного сечения: 1–3 элементарные площади бетонного сечения; 4–7 арматура; y_1 – y_7 – расстояния до центров тяжести одноименных элементов сечения

Геометрические характеристики приведенного сечения определяются по формулам:

– площадь приведенного сечения

$$A_{red} = A + \alpha A_{sp} + \alpha A'_{sp} + \alpha A_s + \alpha A'_s; \quad (2.36)$$

– расстояние от центра тяжести приведенного сечения до растянутой в стадии эксплуатации грани

$$y = \frac{S_b + \alpha A_{sp} a_p + \alpha A'_{sp} (h - a'_p) + \alpha A_s a_s + \alpha A'_s (h - a'_s)}{A_{red}}, \quad (2.37)$$

где S_b – статический момент бетонного сечения относительно растянутой в стадии эксплуатации грани определяется по формуле (рис. 2.4)

$$S_b = \sum A_{bi} y_{bi}, \quad (2.38)$$

здесь A_{bi} – площадь части бетонного сечения; y_{bi} – расстояние от центра тяжести i -й части бетонного сечения до растянутой грани;

– момент инерции приведенного сечения относительно его центра тяжести:

$$I_{red} = I_b + \alpha A_{sp} y_{sp}^2 + \alpha A'_{sp} y'^2_{sp} + \alpha A_s y_s^2 + \alpha A'_s y'^2_{sp}, \quad (2.39)$$

где $y_{sp} = y - a_p$; $y'_{sp} = h - a'_p - y$; $y_s = y - a_s$; $y'_s = h - a'_s - y$. Допускается не уменьшать площадь всего сечения элемента A за счет площади сечения всей арматуры ΣA_s , если $\Sigma A_s < 0,03A$. В противном случае

в формулах (2.36)...(2.39) вместо α используется $\alpha - 1$; I_b — момент инерции бетонного сечения относительно центра тяжести приведенного сечения определяется по формуле

$$I_b = \sum [I_{bi} + A_{bi}(y - y_{bi})^2], \quad (2.40)$$

где I_{bi} — момент инерции i -й части бетонного сечения относительно собственного центра тяжести; y_{bi} — расстояние от центра тяжести i -й части бетонного сечения до растянутой грани.

4. Усилие предварительного обжатия бетона с учетом полных потерь напряжений P и эксцентриситет его приложения e_{0p} относительно центра тяжести приведенного сечения определяются по формулам:

$$P = \sigma_{sp(2)} A_{sp} + \sigma'_{sp(2)} A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s; \quad (2.41)$$

$$e_{0p} = \frac{\sigma_{sp(2)} A_{sp} y_{sp} + \sigma'_s A'_s y'_s - \sigma'_{sp(2)} A'_{sp} y'_{sp} - \sigma_s A_s y_s}{P}, \quad (2.42)$$

где σ_s и σ'_s — сжимающие напряжения в ненапрягаемой арматуре, соответственно, S и S' , вызванные усадкой и ползучестью бетона и численно равные сумме потерь напряжений от усадки и ползучести бетона $\Delta\sigma_{sp5} + \Delta\sigma_{sp6}$; при этом напряжение σ_{bp} определяется на уровне центра тяжести соответствующей ненапрягаемой арматуры; если $\sigma_{bp} < 0,0$, напряжение σ'_s принимается равным нулю; σ_{sp2} и σ'_{sp2} — предварительные напряжения арматуры, соответственно, S и S' с учетом всех потерь; $y_{sp}, y'_{sp}, y_s, y'_s$ — см. рис. 2.3.

5. Последовательность изменения предварительных напряжений в бетоне после загрузки внешней нагрузкой. Рассмотрим этот процесс на примере балки. Верхнюю и нижнюю арматуру натягивают на упоры стенда до значений σ_{sp} и σ'_{sp} (обычно $\sigma_{sp} = \sigma'_{sp}$, а $A_{sp} > A'_{sp}$). В процессе натяжения происходят потери от деформаций анкеров, расположенных у натяжных устройств $\Delta\sigma_{sp4}$. Таким образом, мы будем иметь контролируемые напряжения $\sigma_{s,con}$ и $\sigma'_{s,con}$ в арматуре S и S' , соответственно (рис. 2.5, а). После бетонирования и твердения в процессе тепловой обработки происходит снижение предварительных напряжений на величину первых потерь ($\Delta\sigma_{sp(1)}$ и $\Delta\sigma'_{sp(1)}$) (рис. 2.5, б). После набора необходимой прочности арматура освобождается с упоров и обжимает бетон, предварительные на-

пряжения в арматуре уменьшаются на величину потерь от упругого обжатия бетона на величину $\alpha\sigma_{bp(1)}$ и $\alpha\sigma'_{bp(1)}$ (рис. 2.5, в).

При этом вследствие несимметричного армирования ($A_{sp} > A'_{sp}$) и внецентренного обжатия элемент выгибается, т. е. получает обратный прогиб. В дальнейшем при хранении на складе происходит снижение предварительного напряжения арматуры вследствие проявления вторых потерь напряжений от усадки и ползучести бетона ($\Delta\sigma_{sp5}$ и $\Delta\sigma'_{sp5}$, $\Delta\sigma_{sp6}$ и $\Delta\sigma'_{sp6}$) и от упругого обжатия бетона на величину $\alpha\sigma_{bp}$ и $\alpha\sigma'_{bp}$ (здесь напряжения σ_{bp} и σ'_{bp} определяются с учетом всех потерь (рис. 2.5, з)). После загрузки внешней нагрузкой до погашения напряжений обжатия бетона на уровне арматуры S до нуля будем иметь напряженное состояние, соответствующее рис. 2.5, д. Напряженное состояние (рис. 2.5, е) получаем при дальнейшем увеличении внешней нагрузки, и оно соответствует концу первой стадии напряженно-деформированного состояния предварительно напряженного элемента. Напряжение в растянутом бетоне равно $R_{bt,ser}$, а в растянутой арматуре $\sigma_{sp} - \Delta\sigma_{sp(2)} + 2\alpha R_{bt,ser}$.

С увеличением нагрузки в растянутой зоне образуются трещины, ширина раскрытия которых тем больше, чем выше нагрузка. Разрушение балки наступит либо от разрыва предварительно напряженной арматуры, либо от раздавливания бетона сжатой зоны при возрастании внешней нагрузки q (рис. 2.5, ж). При предельных сжимающих напряжениях в бетоне в стадии III напряжения в напрягаемой арматуре этой зоны

$$\sigma_{sc} = \sigma_{sc,ult} - \sigma'_{sp}. \quad (2.43)$$

Напряжение σ'_{sp} определяют с учетом всех потерь. Напряжение $\sigma_{sc,ult} = \varepsilon_{b,ult} E_s = 400$ МПа (исходя из предельной сжимаемости бетона $\varepsilon_{b,ult} = 0,002$); $\sigma_{sc,ult} = 500$ МПа при коэффициенте условий работы бетона $\gamma_{b1} = 0,9$ (когда при действии постоянных и временных длительных нагрузок предельная сжимаемость бетона увеличивается до 0,0025).

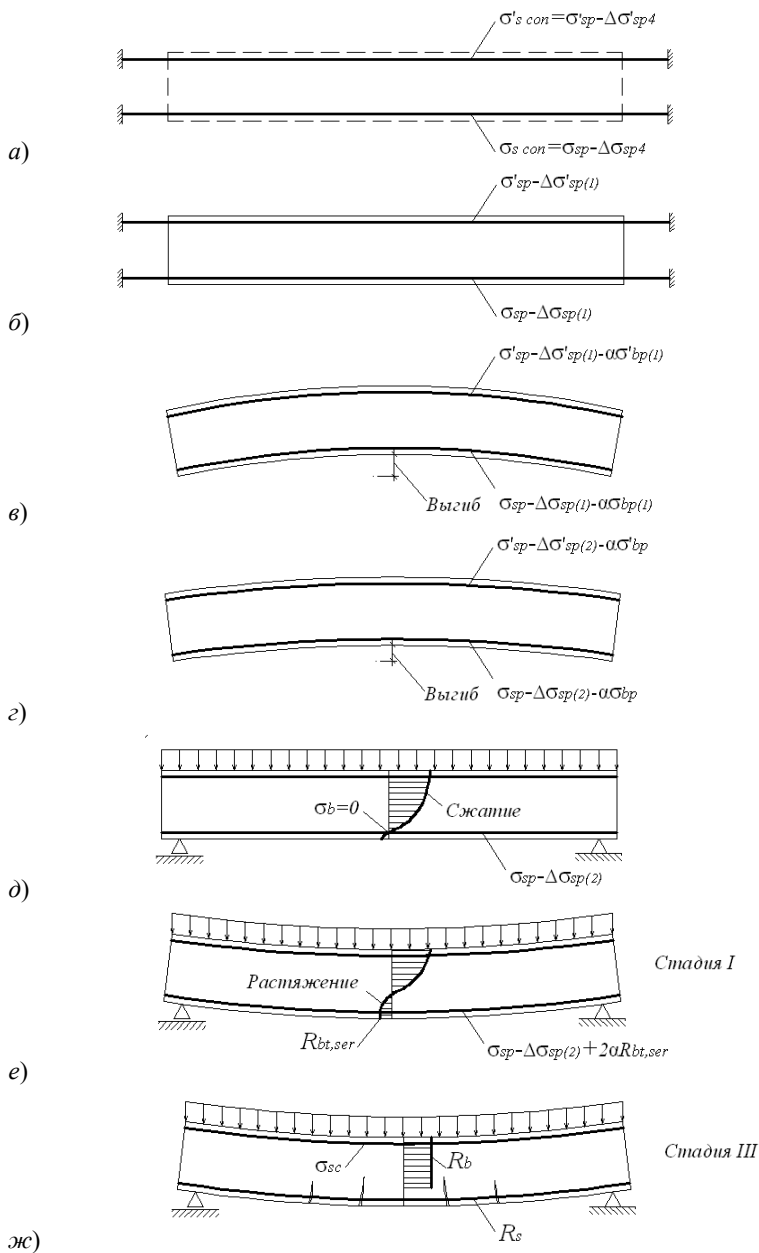


Рис. 2.5. Последовательность изменения напряженного деформированного состояния изгибаемых элементов

2.4. Расчет железобетонных элементов по прочности нормальных сечений

В сечениях, нормальных к продольной оси элементов, изгибаемых, внецентренно сжатых, внецентренно растянутых при двузначной эпюре напряжений в стадии III характерно одно и то же напряженно-деформированное состояние (рис. 2.6).

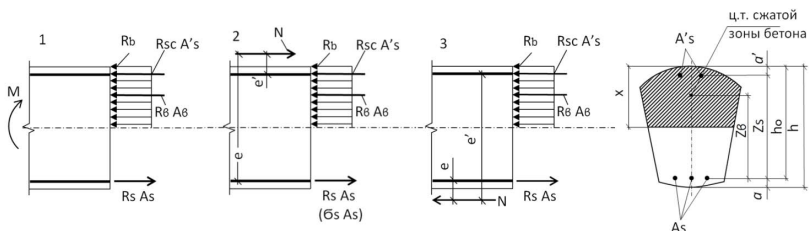


Рис. 2.6. К расчету прочности сечений любой симметричной формы: 1 – изгибаемых; 2 – внецентренно сжатых; 3 – внецентренно растянутых

Расчет железобетонных элементов по прочности производят: по нормальным сечениям (при действии изгибающих моментов и продольных сил) – по нелинейной деформационной модели. Для простых типов железобетонных конструкций (прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, расположенной у верхней и нижней грани сечения) допускается выполнять расчет по предельным усилиям.

Расчет железобетонных элементов по предельным усилиям следует проводить, определяя предельные усилия, которые могут быть восприняты бетоном и арматурой в нормальном сечении, исходя из следующих положений:

- сопротивление бетона растяжению принимают равным нулю;
- сопротивление бетона сжатию представляется напряжениями, равными расчетному сопротивлению бетона сжатию и равномерно распределенными по условной сжатой зоне бетона;
- растягивающие и сжимающие напряжения в арматуре принимают не более расчетного сопротивления растяжению и сжатию, соответственно.

В общем случае условие прочности при любом из перечисленных внешних воздействий формулируется в виде требования о

том, чтобы момент внешних сил не превосходил момента внутренних усилий. Запишем это условие относительно оси, проходящей через центр тяжести растянутой арматуры:

$$M \leq R_b S_b + R_{sc} A'_s z_s, \quad (2.44)$$

где M – в изгибаемых элементах момент внешних сил от расчетных нагрузок; во внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементах – момент внешней продольной силы относительно той же оси, т. е. $M = Ne$ (e – расстояние от силы N до центра тяжести растянутой арматуры (рис. 2.6); S_b – статический момент площади бетона сжатой зоны относительно той же оси ($S_b = A_b z_b$); z_b – расстояние между центрами тяжести растянутой арматуры и сжатой зоны бетона; z_s – расстояние между центрами тяжести растянутой и сжатой арматуры.

Высоту сжатой зоны x для сечений, работающих по случаю 1, когда в растянутой арматуре и сжатом бетоне достигнуты предельные сопротивления, определяют из уравнения равновесия предельных усилий

$$R_b A_b + R_{sc} A'_s - R_s A_s \pm N = 0, \quad (2.45)$$

где A_b – площадь бетона сжатой зоны, зависящая от высоты сжатой зоны; для прямоугольного сечения $A_b = bx$. В уравнении (2.45) принимается знак «–» при внецентренном сжатии, знак «+» при внецентренном растяжении и $N = 0$ при изгибе.

Вопросы для самостоятельной работы

1. В чем значение экспериментальных исследований для теории сопротивления железобетона?
2. Опишите напряженно-деформированное состояние железобетонных элементов под нагрузкой. Как оно изменяется по стадиям?
3. Как протекает процесс развития трещин в растянутых зонах железобетонных элементов?
4. Объясните, в чем физическая сущность случая 1 и случая 2 в третьей стадии напряженно-деформированного состояния элемента?
5. В чем особенность напряженно-деформированного состояния под нагрузкой предварительно напряженных элементов?

6. В чем заключаются сущность метода расчета конструкций по предельным состояниям? Охарактеризуйте две группы предельных состояний.
7. Что должен обеспечивать расчет по предельным состояниям первой группы?
8. Что должен обеспечивать расчет по предельным состояниям второй группы?
9. Какие расчетные факторы учитываются в расчетах?
10. Какая принята классификация нагрузок? С какой целью вводится коэффициент надежности? Охарактеризуйте нормативные и расчетные значения нагрузок.
11. Какие сочетания нагрузок установлены нормами?
12. Снижение нагрузок, учет ответственности зданий и сооружений.
13. Какие установлены нормативные сопротивления бетона? С какой обеспеченностью?
14. Как определяется расчетное сопротивление бетона для I и II групп предельных состояний? С какой целью вводятся коэффициенты надежности и коэффициенты условий работы?
15. Как устанавливается нормативное сопротивление для различных классов сталей?
16. Как устанавливаются расчетные сопротивления арматуры, коэффициенты надежности и условий работы арматуры?
17. Как записывают условия расчета элементов по предельным состояниям первой и второй группы? Объясните их смысл.
18. Как устанавливается начальное предварительное напряжение в арматуре?
19. Что такое передаточная прочность бетона, как устанавливают ее величину?
20. В чем заключается физическая сущность видов потерь предварительного напряжения в арматуре?
21. Из чего складываются первые и вторые потери предварительного напряжения в арматуре при натяжении арматуры на упоры форм и на бетон?
22. Как определяется усилие предварительного обжатия с учетом первых потерь?

23. Как определяется напряжение в бетоне от усилия предварительного обжатия?
24. Что такое приведенное бетонное сечение? Каковы его геометрические характеристики?
25. Какова последовательность изменения напряженного состояния предварительно напряженного изгибаемого элемента?
26. Каковы предпосылки расчета прочности сечений, нормальных к оси — при изгибе, внецентренных сжатии и растяжении? Какова эпюра напряжений сечения?
27. Как записывают условия общего способа расчета прочности сечения при различных внешних воздействиях — изгибе, внецентренных сжатии и растяжении?
28. От каких факторов зависит начало разрушения по растянутой зоне — в случае 1, по сжатой зоне — случай 2?

3.1. Конструирование изгибаемых элементов

Наиболее распространенными изгибаемыми элементами являются балки, ригеля рам, сплошные плиты, пустотные и ребристые панели перекрытий. Балками называют линейные элементы, длина которых l значительно больше поперечных размеров сечения b и h . Плитами называют плоские элементы, толщина которых h намного меньше двух других размеров b и l (l_1 и l_2). Из балок (ригелей рам) и плит (панелей) образуют сборные и монолитные перекрытия и покрытия зданий, резервуары и т. п.

В изгибаемых элементах под действием нагрузки возникают изгибающий момент M и перерезывающая сила Q . В результате действия момента возникают нормальные трещины, и происходит разрушение элемента по нормальным сечениям. В результате действия перерезывающей силы и изгибающего момента возникают главные растягивающие напряжения, действующие по площадкам наклонным к продольной оси на 45° . Результатом главных растягивающих напряжений являются наклонные трещины и разрушение изгибаемого элемента по наклонным сечениям (рис. 3.1).

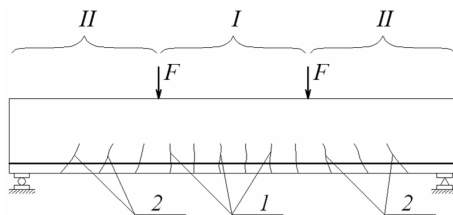


Рис. 3.1. Схема образования трещин в балке: 1 — нормальные трещины; 2 — наклонные трещины; I — участок действия момента M ; II — участок действия момента и перерезывающей силы (M и Q)

Прочность нормальных сечений обеспечивает продольная арматура, укладываемая параллельно продольной оси элемента у растянутой плоскости. Прочность наклонных сечений обеспечивает поперечная арматура (хомуты или поперечные стержни и от-

гибы). Продольную и поперечную арматуру объединяют в плоские или пространственные каркасы. Как правило, каркасы выполняют с помощью вязальной проволоки или электросварки.

Плиты. Плиты могут быть однопролетными и многопролетными (рис. 3.2), опертymi по двум, трем и четырем сторонам, а также защемленными по двум трем и четырем сторонам.

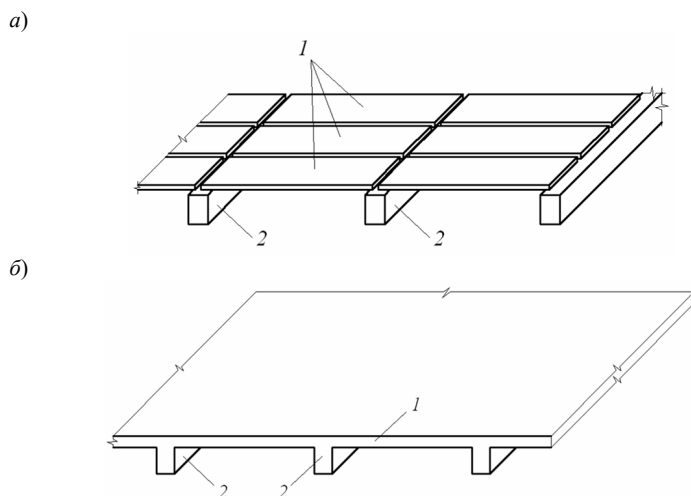


Рис. 3.2. Схемы перекрытий из железобетонных элементов:
а – сборное; б – монолитное; 1 – плиты; 2 – балки

Толщину монолитных плит принимают не менее (мм): для покрытий – 40; для междуэтажных перекрытий жилых и общественных зданий – 50; для междуэтажных перекрытий производственных зданий – 60; для плит из легкого бетона классов В7,5 и ниже – 70. Минимальную толщину сборных плит определяют защитный слой бетона и диаметр продольной и поперечной (монтажной) арматуры, располагаемой по высоте плиты. Класс бетона по прочности на сжатие для тяжелых бетонов принимают в зависимости от величины усилий, но не менее В15.

Плиты армируют, как правило, сварными сетками в соответствии с эпюрой изгибающих моментов. Поперечная арматура в плитах не ставится, так как перерезывающая сила Q воспринимается бетоном (рис. 3.3).

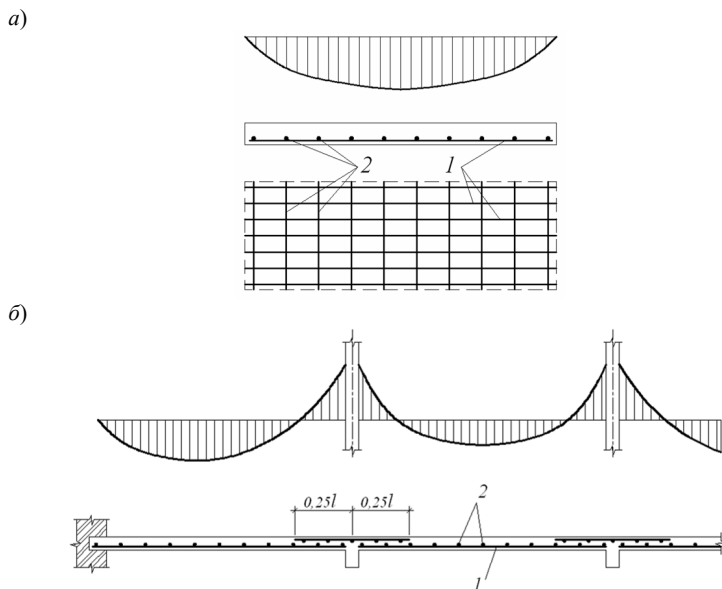


Рис. 3.3. Армирование плит и эпюры моментов при равномерно распределенной нагрузке: *а* – однопролетная плита; *б* – многопролетная плита; *1* – стержни рабочей арматуры; *2* – стержни монтажной (распределительной) арматуры

Стержни рабочей арматуры сварных сеток принимают диаметром 3...10 мм и располагают их с шагом 100, 150, 200 мм. В монолитных перекрытиях зданий с безригельным каркасом диаметр рабочих стержней вязаных сеток может составлять до 22...25 мм при толщине плиты 180...220 мм. Диаметр стержней распределительной арматуры в стандартных сварных сетках принимают равным 3...5 мм и располагают с шагом 200, 250 или 300 мм. Поперечные стержни сеток (распределительную арматуру) устанавливают для обеспечения проектного положения рабочих стержней, уменьшения усадочных и температурных деформаций конструкций, распределения местного воздействия сосредоточенных нагрузок на большую площадь.

В монолитных плитах безбалочных перекрытий при нормальной и пониженной влажности защитный слой бетона принимается не менее 20 мм; при повышенной влажности – не менее 25 мм. Для сборных плит минимальные значения толщины защитного слоя бетона рабочей арматуры уменьшают на 5 мм.

Балки. Высоту балок (ригелей рам) определяют расчетом или назначают из опыта проектирования ($1/8...1/20$ от пролета) и принимают кратной 50 мм при высоте до 600 мм и 100 мм – при высоте до 900. При больших размерах высота сечения назначается равной 1000 и 1200 мм, а далее – кратной 300 мм. Поперечное сечение балок принимают прямоугольным, тавровым или двутавровым (рис. 3.4). Ширину прямоугольных поперечных сечений b принимают в пределах $(0,3...0,5)h$, а именно 100, 120, 150, 200, 220, 250 мм и далее – кратные 50 мм.

Для снижения расхода бетона ширину балок принимают минимальной, в тавровых и двутавровых сечениях ширину ребра назначают из условий размещения каркасов с поперечной арматурой и условия восприятия перерезывающей силы.

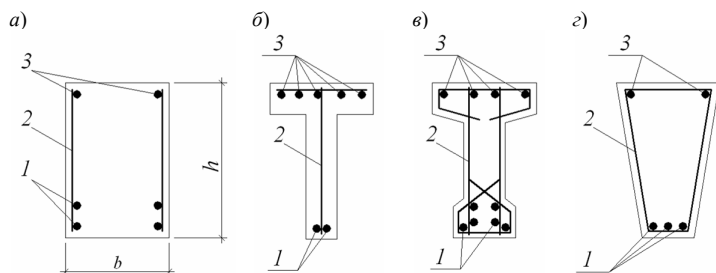


Рис. 3.4. Поперечное сечение балок и схемы армирования: *a* – прямоугольное; *б* – тавровое; *в* – двутавровое (нижняя полка для размещения напрягаемой арматуры; *z* – трапецидальное; *1* – продольная рабочая арматура; *2* – поперечная арматура; *3* – монтажная арматура

Арматуру в растянутой зоне размещают по высоте в один или два ряда (в некоторых случаях и более) с зазорами, обеспечивающими плотную укладку бетона и совместную работу арматуры с бетоном (рис. 3.4 *a, z*). Расстояние в свету между отдельными стержнями продольной ненапрягаемой или напрягаемой арматуры, натягиваемой на упоры, а также между соседними стержнями плоских соседних сварных каркасов должны приниматься не менее наибольшего диаметра стержней, а также, если стержни при бетонировании занимают горизонтальное или наклонное положение, не менее 25 мм для нижней арматуры, не менее 30 мм – для верхней; при расположении нижней арматуры более чем в два ряда по высоте рас-

стояние между стержнями в горизонтальном направлении (кроме стержней двух нижних рядов) должно быть не менее 50 мм. При стесненных условиях допускается располагать стержни арматуры попарно (без зазора между ними).

Площадь сечения продольной арматуры в железобетонных изгибаемых элементах определяется расчетом и должна приниматься не менее 0,1 % площади поперечного сечения элемента с размерами b и h_0 . Рабочую арматуру, как и в плитах, устанавливают в соответствии с эпюрой изгибающих моментов (рис. 3.5, 3.6). Диаметр продольных стержней рабочей арматуры назначают от 12 до 32 мм. Диаметр продольных монтажных стержней 10...12 мм.

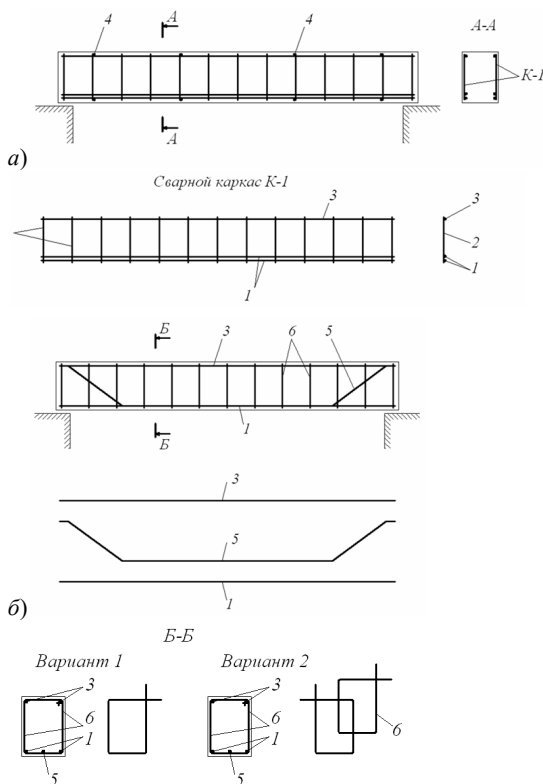


Рис. 3.5. Схемы армирования балок: *a* – однопролетная балка со сварными каркасами; *б* – то же, с вязаной арматурой; 1 – продольные рабочие стержни; 2 – поперечные стержни каркасов; 3 – продольные монтажные стержни; 4 – поперечные соединительные стержни; 5 – рабочие стержни с отгибами; 6 – хомуты вязаных каркасов

Для экономии часть продольных арматурных стержней обрывают в пролете в соответствии с эпюрой изгибающих моментов (заходя за точку теоретического обрыва на величину зоны анкеровки), т. е. там, где их несущая способность не требуется, или отгибают в верхнюю зону (как правило, в мостовых балках), обеспечивая отгибами прочность наклонных сечений. При обрыве части арматуры в пролете до опоры доводят не менее двух стержней и не менее 50 % площади расчетной арматуры.

Продольную и поперечную арматуру объединяют контактной сваркой в плоские каркасы, а затем с помощью соединительных стержней и электродуговой сварки – в пространственные. В некоторых случаях делают сразу пространственные каркасы с помощью вязальной проволоки и замкнутых хомутов.

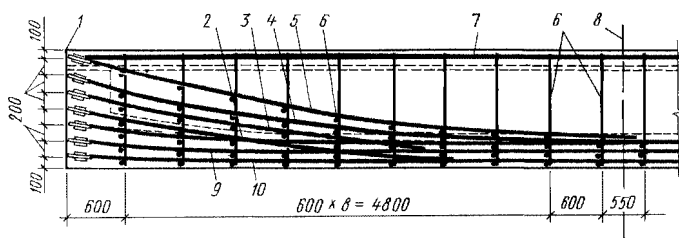


Рис. 3.6. Отгибание на опорных участках элементов продольной предварительно напрягаемой арматуры: 1 – торец балки; 2, 5, 9, 10 – напрягаемые канаты или стержни арматуры; 6 – сетки для фиксации положения каналобразователей и напрягаемой арматуры; 7 – монтажная арматура; 8 – ось симметрии балки

При армировании вязаными каркасами (рис. 3.5, б) хомуты в балках прямоугольного сечения делают замкнутыми; в тавровых балках, в которых ребро сечения с обеих сторон связано с монолитной плитой, хомуты могут быть открытые сверху. В балках шириной более 350 мм устанавливают многоветвевые хомуты. Диаметр хомутов вязаных каркасов принимают не менее 6 мм при высоте балок до 800 мм и не менее 8 мм при большей высоте.

В сварных каркасах диаметр поперечной арматуры принимают не менее диаметра, устанавливаемого из условия сварки с наибольшим диаметром продольной арматуры.

По расчетно-конструктивным условиям расстояние в продольном направлении между поперечными стержнями (или хомутами) в элементах без отгибов зависит от величины перерезывающей силы и несущей способности бетонного сечения. В балках, на приопорных участках, где поперечная сила по расчету не может быть воспринята только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более $0,5h_0$ и не более 300 мм. В балках на участках элемента (средняя часть балки), где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более $0,75h_0$ и не более 500 мм.

В предварительно напряженных изгибаемых элементах арматуру располагают в соответствии с эпюрами изгибающих моментов и поперечных сил, возникающих от нагрузки. Армирование криволинейной напрягаемой арматурой при натяжении арматуры на бетон (рис. 3.6) более всего отвечает очертаниям траекторий главных растягивающих напряжений и потому наиболее рационально, но оно сложнее, чем армирование прямолинейной арматурой. В некоторых случаях кроме арматуры A_{sp} , воспринимающей усилия растянутой зоны под нагрузкой, ставят так же арматуру у противоположной, сжатой от внешней нагрузки грани балки для обеспечения трещиностойкости верхней зоны от усилия предварительного обжатия. Это делается, как правило, в элементах большой высоты, где усилие обжатия располагается вне ядра сечения и вызывает на противоположной стороне растяжение, которое может привести к образованию трещин в процессе изготовления элементов.

Наиболее рациональная форма поперечного сечения изгибаемых предварительно напряженных элементов двутавровая. Сжатая полка сечения развивается для восприятия сжимающей равнодействующей внутренней пары сил изгибающего момента, а уширение растянутой зоны — по условию размещения в нем напрягаемой арматуры (рис. 1.19), а также по условию обеспечения прочности этой части сечения при обжатии элемента. Такую форму поперечного сечения имеют 12-метровые подкрановые балки и стропильные балки пролетом 12 и 18 м.

В предварительно напряженных балках особое значение имеет конструирование приопорных участков. Здесь происходит передача

значительных усилий обжатия с арматуры на бетон через торцовые анкеры (при натяжении на бетон) или при арматуре без анкеров на концевых участках арматуры в зоне ее анкеровки. Здесь же при внеосевом воздействии напрягаемой арматуры на элемент возникают местные перенапряжения в торцовой части элемента, из-за чего могут образоваться трещины, раскрывающиеся по торцу и по верху на конце элемента. Поэтому надо усиливать концевые участки предварительно напряженных элементов (рис. 3.7).

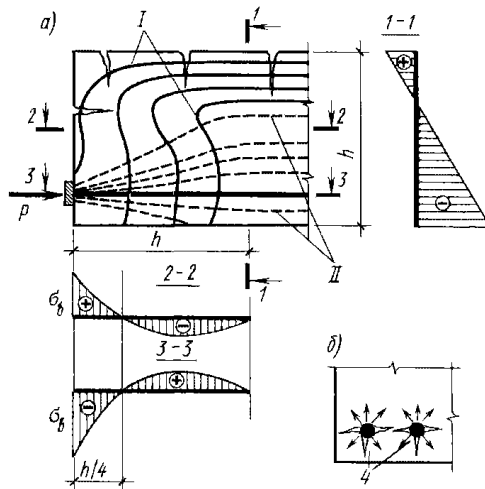


Рис. 3.7. Конец предварительно напряженной балки:
a – напряженно-деформированное состояние; *б* – образование продольных трещин вдоль напрягаемой арматуры; *I* – траектории главных растягивающих напряжений; *II* – траектории главных сжимающих напряжений

У концов предварительно напряженных элементов должна быть установлена дополнительная поперечная или косвенная арматура (сварные сетки, охватывающие все продольные стержни арматуры, хомуты и т. п. с шагом 5...10 см) на длине участка не менее 0,6 длины зоны передачи предварительного напряжения l_p , а в элементах из легкого бетона классов В7,5...В12,5 – с шагом 5 см на длине участка не менее l_p и не менее 20 см для элементов с арматурой, не имеющей анкеров, а при наличии анкерных устройств – на участке, равном двум длинам этих устройств (рис. 3.8). Установка анкеров у концов

арматуры обязательна для арматуры, натягиваемой на бетон, а также для арматуры, натягиваемой на упоры, при недостаточном ее сцеплении с бетоном (гладкой проволоки, многопрядных канатов), при этом анкерные устройства должны обеспечивать надежную заделку арматуры в бетоне на всех стадиях ее работы.

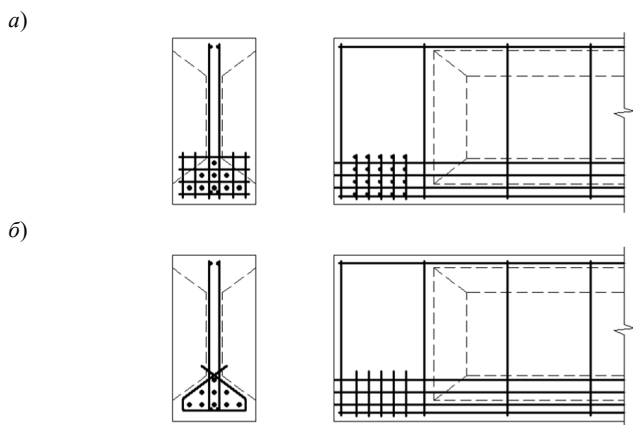


Рис. 3.8. Схемы местного усиления концевых участков предварительно напряженных балок: *а* — поперечными сварными сетками; *б* — хомутами или сварной сеткой в обхват

3.2. Расчет железобетонных элементов на действие изгибающих моментов

Расчет по прочности изгибаемых элементов на действие изгибающих моментов следует производить для сечений, нормальных к их продольной оси. Расчет прямоугольного, таврового и двутаврового сечений с арматурой, расположенной у перпендикулярных плоскости изгиба граней элемента, при действии момента в плоскости симметрии сечения допускается производить по предельным усилиям.

Предельные усилия в сечении, нормальном к продольной оси элемента, следует определять исходя из следующих предпосылок:

- сопротивление бетона растяжению принимают равным нулю;
- сопротивление бетона сжатию представляется напряжениями, равными R_b и равномерно распределенными по сжатой зоне бетона;

- деформации (напряжения) в арматуре определяют в зависимости от высоты сжатой зоны бетона;
- растягивающие напряжения в арматуре принимают не более расчетного сопротивления растяжению R_s ;
- сжимающие напряжения в арматуре принимают не более расчетного сопротивления сжатию R_{sc} .

Для железобетонных элементов, у которых предельный по прочности изгибающий момент оказывается меньше момента образования трещин, площадь сечения продольной растянутой арматуры должна быть увеличена по сравнению с требуемой из расчета по прочности не менее чем на 15 % или должна удовлетворять расчету по прочности на действие момента образования трещин.

Расчет по прочности нормальных сечений следует производить в зависимости от соотношения между значением относительной высоты сжатой зоны бетона $\xi = \frac{x}{h_0}$, определяемым из соответствующих условий равновесия, и значением граничной относительной высоты сжатой зоны ξ_R , при котором предельное состояние элемента наступает одновременно с достижением в растянутой арматуре напряжения, равного расчетному сопротивлению R_s (разрушение элемента происходит по первому случаю).

Значение ξ_R определяют по формуле

$$\xi_R = \frac{0,8}{1 + \frac{\varepsilon_{s,el}}{\varepsilon_{b2}}}, \quad (3.1)$$

где $\varepsilon_{s,el}$ – относительная деформация растянутой арматуры при напряжениях, равных R_s . Для ненапрягаемых конструкций

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s}{E_s}, \quad (3.2)$$

ε_{b2} – предельная относительная деформация сжатого бетона, принимаемая равной 0,0035.

Подставив в формулу (3.1) значения $\varepsilon_{s,el}$ и ε_{b2} получим:

$$\xi_R = \frac{x_R}{h_0} = \frac{0,8}{1 + \frac{R_s}{700}}, \quad (3.3)$$

Значение ξ_R можно определять по табл. 3.1.

Таблица 3.1

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

Для предварительно напряженных элементов значение ξ_R определяют по формуле (3.1), где значение $\varepsilon_{s,el}$ принимают равным

– для арматуры с условным пределом текучести:

$$\varepsilon_{s,el} = \frac{R_s + 400 - \sigma_{sp}}{E_s}, \quad (3.4)$$

где σ_{sp} принимается с учетом всех потерь при коэффициенте $\gamma_{sp} = 0,9$; R_s , σ_{sp} , E_s – в МПа.

Для тяжелого бетона классов В70...В100 и для мелкозернистого бетона в числителе формулы (3.1) вместо 0,8 следует принимать 0,7.

Значения ξ_R в предварительно напряженных конструкциях для определенных классов арматуры может определяться по табл. 3.2 в зависимости от отношения σ_{sp}/R_s .

Таблица 3.2

σ_{sp}/R_s	Значения ξ_R при растянутой арматуре классов								
	A600	A800	A1000	Bp1200	Bp1300	Bp1400	Bp1500	K1400	K1500
1,2	0,56	0,58	0,60	0,62	0,63	0,65	0,66	0,63	0,65
1,1	0,53	0,54	0,55	0,56	0,56	0,57	0,57	0,55	0,56
1,0	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,49	0,49
0,9	0,49	0,48	0,47	0,47	0,46	0,46	0,46	0,44	0,44
0,8	0,47	0,45	0,44	0,43	0,43	0,42	0,41	0,40	0,39
0,7	0,45	0,43	0,42	0,40	0,39	0,39	0,38	0,36	0,36
0,6	0,43	0,41	0,39	0,37	0,37	0,36	0,3	0,34	0,33
0,5	0,41	0,39	0,37	0,35	0,34	0,33	0,32	0,31	0,30

Примечания.

1. Предварительное напряжение σ_{sp} принимается с учетом всех потерь и коэффициенте $\gamma_{sp} = 0,9$.
2. При подборе напрягаемой арматуры, когда неизвестно значение σ_{sp} , рекомендуется принимать $\sigma_{sp}/R_s = 0,6$.

Если соблюдается условие $\xi < \xi_R$, допускается принимать для растянутой арматуры с условным пределом текучести напряжения выше R_s , но не более $1,1R_s$ в зависимости от соотношения ξ и ξ_R :

$$\gamma_{s3} = 1,25 - 0,25 \frac{\xi}{\xi_R} \leq 1,1. \quad (3.5)$$

Если $\xi/\xi_R < 0,6$, можно, не пользуясь формулой (3.5), принимать $\gamma_{s3} = 1,1$.

Коэффициент γ_{s3} не следует учитывать:

- в зоне передачи напряжений;
- при расположении стержней арматуры классов Вр1200...Вр1500 вплотную друг к другу (без зазоров).

Для арматуры класса А1000, имеющей сварные стыки в зоне элемента, где изгибающие моменты превышают 0,9 максимального расчетного момента, коэффициент γ_{s3} принимается не более 1,05.

Напрягаемая арматура, расположенная в сжатой от внешней нагрузки зоне, вводится в расчет с напряжением σ_{sc} , равным $(400 - \sigma'_s)$, в МПа), где σ'_s определяется при коэффициенте $\gamma_{sp} = 1,1$.

При использовании в расчете коэффициента условий работы бетона $\gamma_{b2} = 0,9$ принимается $\sigma_{sc} = 500 - \sigma'_{sp}$.

Во всех случаях напряжение σ_{sc} принимается не более R_{sc} .

Расчет по прочности сечений изгибаемых элементов производят из условия

$$M \leq M_{ult}, \quad (3.6)$$

где M – изгибающий момент от внешней нагрузки; M_{ult} – предельный изгибающий момент, который может быть воспринят сечением элемента при $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$.

3.3. Расчет прочности по нормальным сечениям элементов прямоугольного профиля с одиночной и двойной арматурой. Расчет тавровых сечений

Прямоугольные сечения с одиночной арматурой

Прямоугольные сечения с одиночной арматурой с размерами $b \times h$ имеют следующие геометрические характеристики (рис. 3.9): $h_0 = h - a$ – рабочая высота сечения, где a – расстояние от нижней грани до центра тяжести растянутой арматуры; A_b – площадь сжатой зоны бетона при ее высоте, равной x ; z_b – расстояние между внутренними усилиями в растянутой арматуре и равнодействующей усилия в сжатой зоне бетона

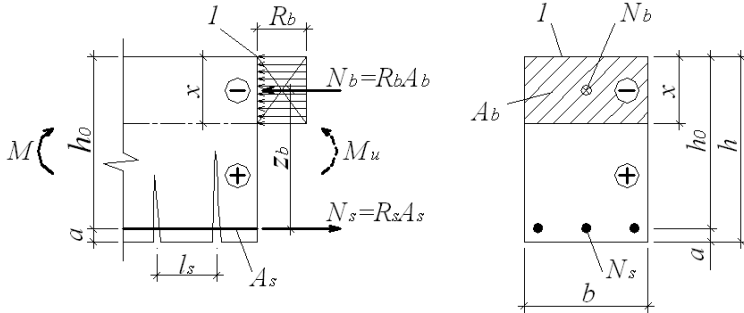
$$A_b = b \cdot x; \quad z_b = h_0 - 0,5x. \quad (3.7)$$

Из условия равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на ось элемента:

$$R_s A_s - R_b b x = 0 \quad (3.8)$$

можно определить высоту сжатой зоны бетона.

а)



б)

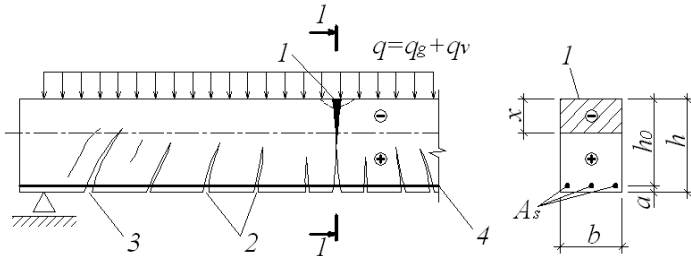


Рис. 3.9. К расчету изгибаемого элемента с одиночным армированием:
 а – схема напряжений и усилий в нормальном расчетном сечении;
 б – схема разрушения по нормальному сечению; *I* – нормальное сечение 1–1, по которому произошло разрушение элемента; 2, 3 – соответственно нормальные и наклонные трещины; 4 – продольная рабочая арматура

Условие прочности (3.6) записывается относительно оси, нормальной к плоскости действия изгибающего момента и проходящей через точку приложения равнодействующей усилий во всей растянутой арматуре:

$$M \leq M_{ult} = R_b b x (h_0 - 0,5x), \quad (3.9)$$

при этом высоту сжатой зоны *x* определяют из условия (3.8) по формуле

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b}, \quad (3.10)$$

при этом должно соблюдаться условие

$$x \leq \xi_R h_0. \quad (3.11)$$

Значение ξ_R вычисляются по формуле (3.3) или определяют по табл. 3.1.

Преобразуем формулу (3.9), подставив $x = \xi h_0$:

$$M \leq M_{ult} = R_b b x (h_0 - 0,5x) = R_b b h_0^2 \xi (1 - 0,5\xi) = \alpha_m R_b b h_0^2, \quad (3.12)$$

где

$$\alpha_m = \xi(1 - 0,5\xi). \quad (3.13)$$

Из формулы (3.13) может быть выражено ξ :

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}. \quad (3.14)$$

Из условия (3.12) при заданной ширине сечения b и $\alpha_m < \alpha_R$ (табл. 3.1) можно определить требуемую рабочую высоту сечения h_0 :

$$h_0 = \sqrt{\frac{M}{\alpha_m R_b b}}. \quad (3.15)$$

В случае $\xi = \frac{x}{h_0} > \xi_R$ необходимо увеличить высоту сечения, либо установить рабочую арматуру в сжатую зону бетона.

Прямоугольные сечения с двойной арматурой

Расчет прямоугольных сечений с двойной арматурой (рис. 3.10) производится следующим образом в зависимости от высоты сжатой зоны, которая определяется из условия равенства нулю суммы проекций всех нормальных усилий на ось элемента:

$$\begin{aligned} R_b b x + R_s A'_s - R_s A_s &= 0 \\ x &= \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b}; \end{aligned} \quad (3.16)$$

а) при $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_R$ — из условия (случай, когда в сжатой зоне бетона имеется продольная арматура, учитываемая расчетом)

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'); \quad (3.17)$$

б) при $\xi > \xi_R$ — из условия

$$M \leq \alpha_R R_b b h_0^2 + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (3.18)$$

где $\alpha_R = \xi_R (1 - 0,5\xi_R)$ или см. табл. 3.1.

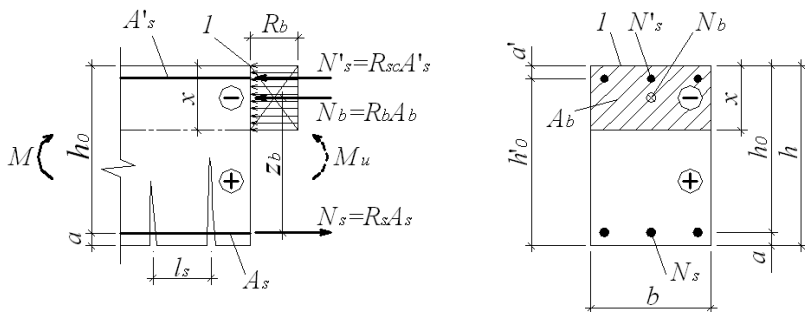


Рис. 3.10. Схема усилий и эпюра напряжений в поперечном прямоугольном сечении изгибаемого железобетонного элемента

Проверка прочности прямоугольных сечений и подбор площади сечения растянутой A_s и сжатой A'_s арматуры

Проверку прочности прямоугольных сечений с одиночной арматурой производят:

– при $x < \xi_R h_0$ из условия

$$M \leq R_s A_s (h_0 - 0,5x), \quad (3.19)$$

где x – высота сжатой зоны, равная $x = \frac{R_s A_s}{R_b b}$; ξ_R – см. формулу 3.3;

– при $x \geq \xi_R h_0$ из условия

$$M \leq \alpha_R R_b b h_0^2, \quad (3.20)$$

где α_R – см. табл. 3.1.

Подбор продольной арматуры производят следующим образом.

Вычисляют значение

$$\alpha_m = \frac{M}{R_b b h_0^2}. \quad (3.21)$$

Если $\alpha_m < \alpha_R$ (см. табл. 3.1), сжатая арматура по расчету не требуется.

При отсутствии сжатой арматуры площадь сечения растянутой арматуры определяется из условия (3.8) при $x = \xi h_0$ по формуле

$$A_s = R_b b h_0 \xi / R_s = R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) / R_s. \quad (3.22)$$

Если $\alpha_m > \alpha_R$, требуется увеличить сечение, или повысить класс бетона, или установить сжатую арматуру.

Площади сечения растянутой A_s и сжатой A'_s арматуры, соответствующие минимуму их суммы, если по расчету требуется сжатая арматура, определяют по формулам из условий (3.16 и 3.17):

$$A'_s = \frac{M - \alpha_R R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - \alpha')}; \quad (3.23)$$

$$A_s = \xi_R R_b b h_0 / R_s + A'_s, \quad (3.24)$$

где ξ_R и α_R — см. табл. 3.1.

Если значение принятой площади сечения сжатой арматуры A'_s значительно превышает значение, вычисленное по формуле (3.23), площадь сечения растянутой арматуры можно несколько уменьшить по сравнению с вычисленной по формуле (3.24), используя формулу

$$A_s = R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) / R_s + A'_s, \quad (3.25)$$

где $\alpha_m = \frac{M - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R_b b h_0^2} \geq 0$.

При этом должно выполняться условие $\alpha_m \leq \alpha_R$.

Тавровые и двутавровые сечения

Тавровые сечения встречаются в практике весьма часто как в отдельных железобетонных элементах балках, так и в составе конструкций — в монолитных ребристых и сборных панельных перекрытиях (рис. 3.11, а, б).

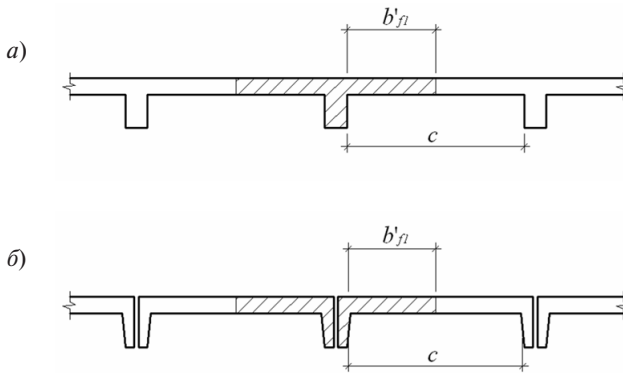


Рис. 3.11. Тавровое сечение в составе монолитного ребристого перекрытия (а) и тавровое сечение в составе сборного панельного перекрытия (б)

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

В тавровых и двутавровых сечениях при развитой верхней полке, как правило, не требуется установки рабочей арматуры в сжатой зоне бетона. При незначительных свесах сжатой полки, возможно, потребуются установка рабочей арматуры в сжатой зоне бетона. Ниже рассматривается общий случай расчета тавровых сечений.

Расчет сечений, имеющих полку в сжатой зоне (тавровых, двутавровых и т. п.), производят в зависимости от положения границы сжатой зоны:

а) если граница проходит в полке (рис. 3.12, а), т. е. соблюдается условие

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

значение M_{ult} определяют как для прямоугольного сечения шириной b'_f ;

б) если граница проходит в ребре (рис. 3.12, б), т. е. условие (3.26) не соблюдается, сжатую зону бетона разбивают на два участка – ребро и свесы – и значение M_{ult} определяют по формуле

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_b A_{ov} (h_0 - 0,5h'_f), \quad (3.27)$$

где A_{ov} – площадь сечения свесов полки, равная $(b'_f - b)h'_f$, при этом высоту сжатой зоны определяют из условия равновесия

$$R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f - R_s A_s = 0, \quad x = \frac{R_s A_s - R_b (b'_f - b) h'_f}{R_b b}, \quad (3.28)$$

и принимают не более $\xi_R h_0$ (табл. 3.1).

Если $x > \xi_R h_0$, то требуется арматура в сжатую зону бетона и условие (3.27) можно записать в виде

$$M \leq \alpha_R R_b b h_0^2 + R_b A_{ov} (h_0 - 0,5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (3.29)$$

где α_R – см. табл. 3.1.

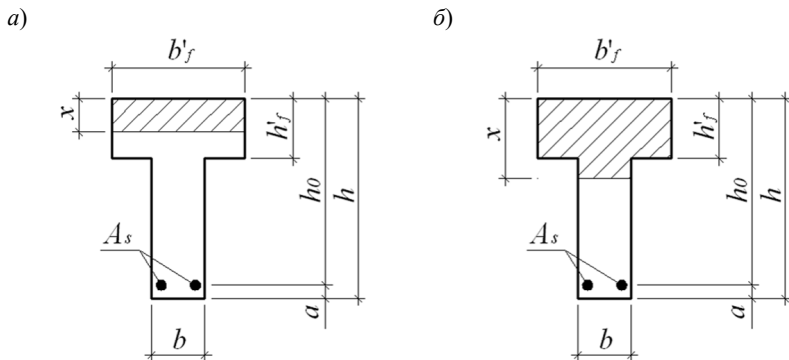


Рис. 3.12. Положение границы сжатой зоны в тавровом сечении изгибаемого железобетонного элемента: a – в полке; b – в ребре

При переменной высоте свесов полки допускается принимать значение h'_f , равным средней высоте свесов.

Требуемую площадь сечения сжатой арматуры определяют по формуле

$$A'_s = \frac{M - \alpha_R R_b b h_0^2 - R_b A_{ov} (h_0 - 0,5h'_f)}{R_{sc} (h_0 - a')} \quad (3.30)$$

При этом должно выполняться условие $h'_f \leq \xi_R h_0$. В случае если $h'_f > \xi_R h_0$, площадь сечения сжатой арматуры определяют как для прямоугольного сечения шириной $b = b'_f$ по формуле (3.23).

Требуемую площадь сечения растянутой арматуры определяют следующим образом:

а) если граница сжатой зоны проходит в полке, т. е. соблюдается условие

$$M \leq R_b b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f), \quad (3.31)$$

площадь сечения растянутой арматуры определяют как для прямоугольного сечения шириной b'_f ;

б) если граница сжатой зоны проходит в ребре, т. е. условие (3.31) не соблюдается, площадь сечения растянутой арматуры определяют по формуле

$$A_s = \frac{R_b b h_0 (1 - \sqrt{1 - 2\alpha_m}) + R_b A_{ov} + R_{sc} A'_s}{R_s}, \quad (3.32)$$

где

$$\alpha_m = \frac{M - R_b A_{ov}(h_0 - 0,5h'_f) - R_{sc} A'_s (h_0 - a')}{R_{sc} (h_0 - a')}. \quad (3.33)$$

При этом должно выполняться условие $\alpha_m \leq \alpha_R$.

Значение b'_f , вводимое в расчет в ребристых перекрытиях, принимают из условия, что ширина свеса полки в каждую сторону от ребра должна быть не более $1/6$ пролета элемента и не более:

а) при наличии поперечных ребер или при $h'_f \geq 0,1h - 1/2$ расстояния в свету между продольными ребрами;

б) при отсутствии поперечных ребер (или при расстояниях между ними, больших, чем расстояния между продольными ребрами) и при $h'_f < 0,1h - 6h'_f$;

в) при консольных свесах полки:

– при $h'_f \geq 0,1h - 6h'_f$;

– при $0,05h \leq h'_f < 0,1h - 3h'_f$;

– при $h'_f < 0,05h$ – свесы не учитывают.

3.4. Расчет элементов при действии поперечных сил

Образование наклонных трещин в изгибаемых элементах обусловлено совместным действием изгибающих моментов и поперечных сил. Место их образования, наклон, раскрытие и развитие по высоте зависят от вида нагрузок, формы сечения, вида армирования, соотношения M/Q и других факторов.

После образования наклонной трещины элемент разделяется на две части, связанные между собой в сжатой зоне бетоном, а в растянутой зоне – продольной арматурой и хомутами, пересекающими наклонную трещину.

С возрастанием внешней нагрузки разрушение изгибаемого элемента по наклонному сечению происходит по одному из трех возможных случаев.

Случай 1 – раздробление бетонной стенки по наклонной полосе между наклонными трещинами от главных сжимающих напряжений. Такое разрушение возможно при малой ширине сечения (тавровое, двутавровое, коробчатое) в зоне действия поперечных сил (рис. 3.13, а).

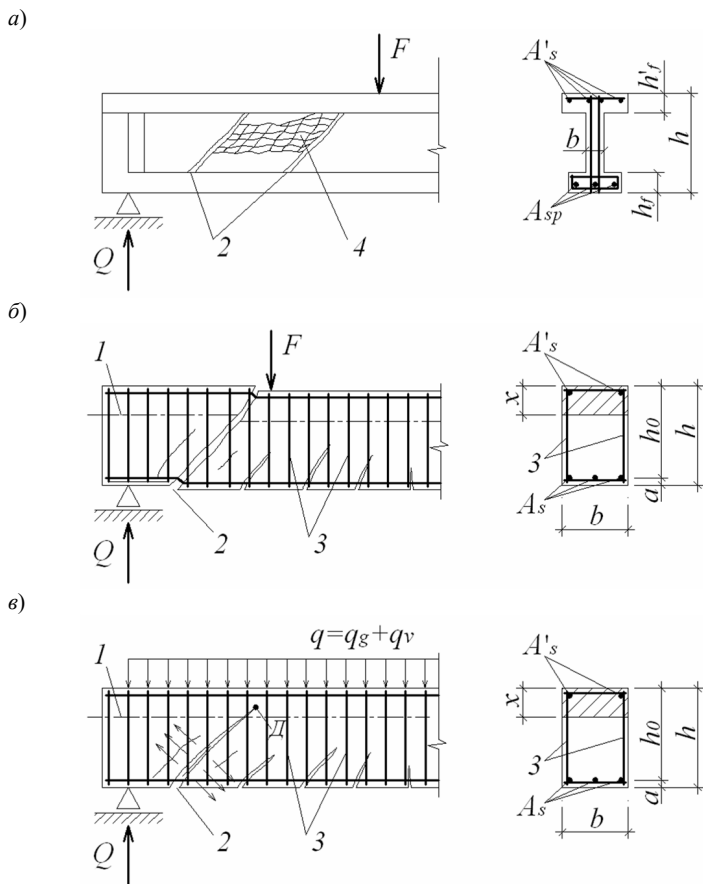


Рис. 3.13. Схема разрушения изгибаемых элементов по наклонному сечению: a – по сжатой полосе между наклонными трещинами; b – то же, поперечной силы; ϑ – от доминирующего действия изгибающего момента; 1 – нулевая линия; 2 – наклонная трещина; 3 – хомуты (поперечные стержни); 4 – раздробление сжатой полосы стенки

Случай 2 – сдвиг по наклонному сечению от доминирующего действия поперечной силы. Образование наклонной трещины начинается в середине боковых граней, где касательные напряжения от поперечной силы достигают максимума (рис. 3.13, b).

Случай 3 – излом по наклонному сечению от доминирующего действия изгибающего момента. Под воздействием постепенно возрастающего изгибающего момента главные растягивающие на-

пряжения преодолевают сопротивление бетона на осевое растяжение, и образуется наклонная трещина с максимальным раскрытием в растянутой зоне. Бетон растянутой зоны в наклонном сечении выключается из работы, и все растягивающие усилия передаются на поперечную и продольную арматуру. Происходит взаимный поворот частей элемента вокруг мгновенного центра тяжести D сжатой зоны сечения. При слабом заанкеривании арматура выдергивается даже при небольших значениях изгибающего момента, а при хорошем — напряжения в ней достигают физического (условного) предела текучести или временного сопротивления (рис. 3.13, в).

Расчет по прочности железобетонных элементов при действии поперечных сил производят на основе модели наклонных сечений.

При расчете по модели наклонных сечений должны быть обеспечены прочность элемента по полосе между наклонными сечениями и наклонному сечению на действие поперечных сил, а также прочность по наклонному сечению на действие момента.

Расчет по наклонному сечению на действие поперечных сил производят на основе уравнения равновесия внешних и внутренних поперечных сил, действующих в наклонном сечении с длиной проекции C на продольную ось элемента. Внутренние поперечные силы включают поперечную силу, воспринимаемую бетоном в наклонном сечении, и поперечную силу, воспринимаемую пересекающей наклонное сечение поперечной арматурой. При этом поперечные силы, воспринимаемые бетоном и поперечной арматурой, определяют по сопротивлениям бетона и поперечной арматуры растяжению с учетом длины проекции C наклонного сечения.

Расчет по наклонному сечению на действие момента производят на основе уравнения равновесия моментов от внешних и внутренних сил, действующих в наклонном сечении с длиной проекции C на продольную ось элемента. Моменты от внутренних сил включают момент, воспринимаемый пересекающей наклонное сечение продольной растянутой арматурой, и момент, воспринимаемый пересекающей наклонное сечение поперечной арматурой. При этом моменты, воспринимаемые продольной и поперечной арматурой, определяют по сопротивлениям продольной и поперечной арматуры растяжению с учетом длины проекции C наклонного сечения.

**Расчет железобетонных элементов по полосе между
наклонными сечениями**

Расчет изгибаемых элементов по бетонной полосе между наклонными сечениями производят из условия

$$Q \leq \varphi_{b1} R_b b h_0, \quad (3.34)$$

где Q — поперечная сила в нормальном сечении элемента; φ_{b1} — коэффициент, принимаемый равным 0,3.

При переменной ширине b по высоте сечения в расчет (в формулу (3.34) и последующие) вводится ширина сечения на уровне середины высоты сечения без учета полок.

**Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям
на действие поперечных сил**

Расчет изгибаемых элементов по наклонному сечению (рис. 3.14) производят из условия

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}, \quad (3.35)$$

где Q — поперечная сила в наклонном сечении с длиной проекции C на продольную ось элемента, определяемая от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения; при этом учитывают наиболее опасное загрузение в пределах наклонного сечения; Q_b — поперечная сила, воспринимаемая бетоном в наклонном сечении; Q_{sw} — поперечная сила, воспринимаемая поперечной арматурой в наклонном сечении.

Поперечную силу Q_b определяют по формуле

$$Q_b = \frac{\varphi_{b2} R_{bt} b h_0^2}{c}, \quad (3.36)$$

но принимают не более $2,5 R_{bt} b h_0$ и не менее $0,5 R_{bt} b h_0$; φ_{b2} — коэффициент, принимаемый равным 1,5.

Усилие Q_{sw} для поперечной арматуры, нормальной к продольной оси элемента, определяют по формуле

$$Q_{sw} = \varphi_{sw} q_{sw} c, \quad (3.37)$$

где φ_{sw} — коэффициент, принимаемый равным 0,75; q_{sw} — усилие в поперечной арматуре на единицу длины элемента, равное

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s_w}. \quad (3.38)$$

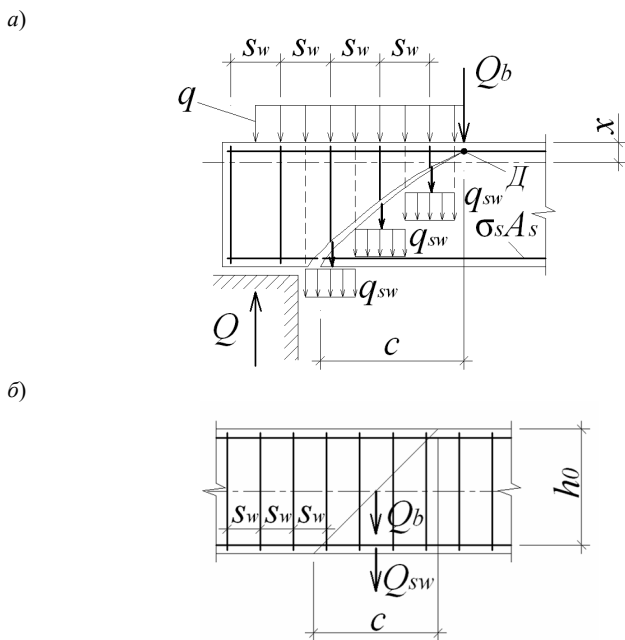


Рис. 3.14. Схема усилий при расчете железобетонных элементов по наклонному сечению на действие поперечных сил: *a* – наклонное сечение в приопорной зоне; *б* – наклонное сечение в произвольном месте

Расчет производят для ряда расположенных по длине элемента наклонных сечений при наиболее опасной длине проекции наклонного сечения C . При этом длину проекции C в формуле (3.37) принимают не менее $1,0h_0$ и не более $2,0h_0$.

Допускается производить расчет наклонных сечений, не рассматривая наклонные сечения при определении поперечной силы от внешней нагрузки, из условия

$$Q_1 \leq Q_{b1} + Q_{sw,1}, \quad (3.39)$$

где Q_1 – поперечная сила в нормальном сечении от внешней нагрузки;

$$Q_{b1} = 0,5R_{br}bh_0; \quad (3.40)$$

$$Q_{sw,1} = q_{sw}h_0. \quad (3.41)$$

При расположении нормального сечения, в котором учитывают поперечную силу Q_1 , вблизи опоры на расстоянии a менее $2,5h_0$ расчет из условия (3.39) производят, умножая значения Q_{b1} , опреде-

ляемые по формуле (3.40), на коэффициент, равный $2,5/(a/h_0)$, но принимают значение Q_{b1} не более $2,5 R_{bt} b h_0$.

При расположении нормального сечения, в котором учитывают поперечную силу Q_1 , на расстоянии a менее h_0 расчет из условия (3.39) производят, умножая значение $Q_{sw,1}$, определяемое по формуле (3.41), на коэффициент, равный a/h_0 .

Поперечную арматуру учитывают в расчете, если соблюдается условие

$$q_{sw} \geq 0,25 R_{bt} b.$$

Можно учитывать поперечную арматуру и при невыполнении этого условия, если в условии (3.35) принимать

$$Q_b = 4\varphi_{b2} h_0^2 q_{sw} / c.$$

Шаг поперечной арматуры, учитываемой в расчете, s_w/h_0 должен быть не больше значения $\frac{s_{w,max}}{h_0} = \frac{R_{bt} b h_0}{Q}$.

При отсутствии поперечной арматуры или нарушении конструктивных требований по размещению поперечной арматуры расчет производят из условий (3.35) или (3.39), принимая усилия Q_{sw} или $Q_{sw,1}$ равными нулю.

Влияние сжимающих (от усилия предварительного обжатия с учетом всех потерь) и растягивающих напряжений при расчете по полосе между наклонными сечениями и по наклонным сечениям следует учитывать с помощью коэффициента φ_n , на который умножают правую часть условий (3.34), (3.35) или (3.39).

Значения коэффициента φ_n принимаются равными:

$$\begin{aligned} 1 + \frac{\sigma_{cp}}{R_b} & \quad \text{при } 0 \leq \sigma_{cp} \leq 0,25 R_b; \\ 1,25 & \quad \text{при } 0,25 R_b \leq \sigma_{cp} \leq 0,75 R_b; \\ 5 \cdot \left(1 - \frac{\sigma_{cp}}{R_b} \right) & \quad \text{при } 0,75 R_b \leq \sigma_{cp} \leq R_b; \\ 1 - \frac{\sigma_t}{2R_b} & \quad \text{при } 0 \leq \sigma_t \leq 2R_{bt}, \end{aligned}$$

где σ_{cp} — среднее сжимающее напряжение в бетоне от воздействия продольных сил, принимаемое положительным. Величину σ_{cp} принимают как среднее напряжение в сечении элемента с учетом арматуры.

σ_t — среднее растягивающее напряжение в бетоне от воздействия продольных сил, принимаемое положительным.

Величины σ_{cp} и σ_t принимают как средние напряжения в сечениях элементов. Допускается величины σ_{cp} и σ_t определять без учета арматуры при содержании продольной арматуры не более 3 %. В предварительно напряженных конструкциях средние напряжения в сечениях элементов определяются как полусумма крайних напряжений, вычисленных по приведенному сечению.

Конструктивные требования к поперечному армированию изгибаемых элементов

Поперечную арматуру следует устанавливать исходя из расчета на восприятие усилий, а также в целях ограничения развития трещин, удержания продольных стержней в проектном положении и закрепления их от бокового выпучивания в любом направлении.

Поперечную арматуру устанавливают у всех поверхностей железобетонных элементов, вблизи которых ставится продольная арматура.

Диаметр поперечной арматуры в вязаных каркасах изгибаемых элементов принимают не менее 6 мм. В сварных каркасах диаметр поперечной арматуры принимают не менее диаметра, устанавливаемого из условия сварки с наибольшим диаметром продольной арматуры. В железобетонных элементах, в которых поперечная сила по расчету не может быть воспринята только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более $0,5h_0$ и не более 300 мм.

В сплошных плитах, а также в часторебристых плитах высотой менее 300 мм и в балках (ребрах) высотой менее 150 мм на участках элемента, где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, поперечную арматуру можно не устанавливать.

В балках и ребрах высотой 150 мм и более, а также в часторебристых плитах высотой 300 мм и более, на участках элемента, где поперечная сила по расчету воспринимается только бетоном, следует предусматривать установку поперечной арматуры с шагом не более $0,75h_0$ и не более 500 мм.

В изгибаемых элементах при наличии необходимой по расчету сжатой продольной арматуры в целях предотвращения выпучивания продольной арматуры следует устанавливать поперечную арматуру с шагом не более $15d$ и не более 500 мм (d – диаметр сжатой продольной арматуры).

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие моментов

Расчет железобетонных элементов по наклонным сечениям на действие момента (рис. 3.15) производят из условия

$$M \leq M_s + M_{sw}, \quad (3.42)$$

где M – момент в наклонном сечении с длиной проекции C на продольную ось элемента, определяемый от всех внешних сил, расположенных по одну сторону от рассматриваемого наклонного сечения, относительно конца наклонного сечения (точка 0 – центр сжатой зоны бетона (рис. 3.16), противоположного концу, у которого располагается проверяемая продольная арматура, испытывающая растяжение от момента в наклонном сечении, при этом учитывают наиболее опасное нагружение в пределах наклонного сечения; M_s – момент, воспринимаемый продольной арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно противоположного конца наклонного сечения; M_{sw} – момент, воспринимаемый поперечной арматурой, пересекающей наклонное сечение, относительно противоположного конца наклонного сечения (точка 0).

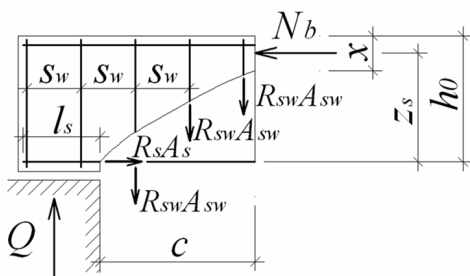


Рис. 3.15. Схема усилий в наклонном сечении при расчете его по изгибающему моменту

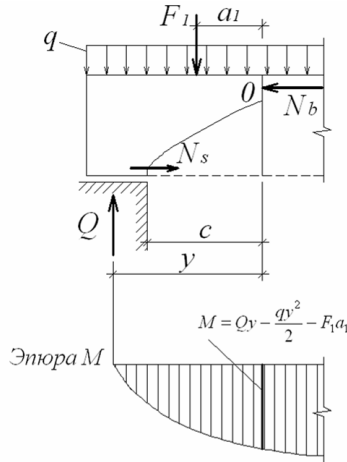


Рис. 3.16. Расчетная схема для определения расчетного значения момента при расчете наклонного сечения

Момент M_s определяют по формуле

$$M_s = N_s z_s, \quad (3.43)$$

где N_s – усилие в продольной растянутой арматуре, принимаемое равным $N_s = R_s A_s$, а в зоне анкеровки определяемое по формуле (3.44)

$$N_s = R_s A_s \frac{l_s}{l_{an}}, \quad (3.44)$$

где l_s – расстояние от конца арматуры до точки пересечения с ней наклонного сечения; l_{an} – длина зоны анкеровки; z_s – плечо внутренней пары сил, допускается принимать или определять по формуле ($z_s = h_0 - 0,5x$), где x определяется из условия равновесия $R_b b x = R_s A_s$:

$$x = \frac{R_s A_s}{R_b b} = \frac{N_s}{R_b b},$$

где b – ширина сжатой грани.

Момент M_{sw} для поперечной арматуры, нормальной к продольной оси элемента, определяют по формуле

$$M_{sw} = 0,5 Q_{sw} C, \quad (3.45)$$

где Q_{sw} – усилие в поперечной арматуре, принимаемое равным $q_{sw} C$; q_{sw} – определяют по формуле (3.38), а C принимают от $1,0h_0$ до $2,0h_0$, если на элемент действуют сосредоточенные силы, значения C

принимаются равными расстояниям от опоры до точек приложения этих сил.

Расчет производят для наклонных сечений, расположенных по длине элемента на его концевых участках и в местах обрыва продольной арматуры, при наиболее опасной длине проекции наклонного сечения C , принимаемой в указанных выше пределах.

Допускается производить расчет наклонных сечений, принимая в условии (3.52) момент M в наклонном сечении при длине проекции C на продольную ось элемента, равной $2,0h_0$, а момент M_{sw} — равным $0,5q_{sw} h_0^2$.

Кроме того, рассчитываются наклонные сечения в местах резкого изменения высоты элемента (например, в подрезках).

Для обеспечения прочности наклонных сечений на действие момента в элементах постоянной высоты с хомутами продольные растянутые стержни, обрываемые в пролете, должны заводиться за точку теоретического обрыва (т. е. за нормальное сечение, в котором внешний момент становится равным предельному моменту M_{ult} без учета обрываемой арматуры (рис. 3.17) на длину не менее величины w , определяемой по формуле

$$w = \frac{Q}{2q_{sw}} + 5d, \quad (3.46)$$

где Q — поперечная сила в нормальном сечении, проходящем через точку теоретического обрыва; d_s — диаметр обрываемого стержня.

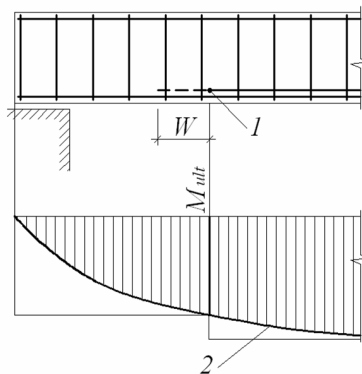


Рис. 3.17. Обрыв растянутых стержней в пролете: 1 — точка теоретического обрыва арматурного стержня; 2 — эпюра M

Вопросы для самостоятельной работы

1. Какие элементы относятся к плитам и каковы способы их опирания и армирования?
2. Какие элементы относятся к балкам? Геометрические параметры сечений балок, разновидность сечений балок, способы их армирования.
3. Какие применяют схемы местного усиления арматурой концевых участков предварительно напряженных балок?
4. Как размещается напрягаемая арматура в поперечном сечении растянутой зоны предварительно напряженных балок?
5. Общие положения расчета элементов на действие изгибающего момента. Значение граничной относительной высоты сжатой зоны бетона.
6. Как записать общее условие прочности по нормальным сечениям изгибаемого элемента с напрягаемой и ненапрягаемой арматурой?
7. Как записать условие прочности и равновесия сил по нормальным сечениям элементов прямоугольного профиля с одиночной арматурой?
8. Какова последовательность расчета по подбору сечений изгибаемых элементов прямоугольного профиля?
9. Какова последовательность расчета по определению несущей способности изгибаемых элементов прямоугольного профиля с одиночной арматурой при заданных размерах сечения и площади арматуры?
10. Какие условия определяют необходимость установки сжатой арматуры?
11. Условие прочности изгибаемых элементов прямоугольного профиля с двойной арматурой (рассмотрите два типа задач).
12. Тавровые сечения. Два случая расчета тавровых сечений. Условие определения положения нижней границы сжатой зоны.
13. Условие, обеспечивающее прочность изгибаемых элементов таврового профиля при нейтральной оси проходящей в ребре. Подбор арматуры.
14. Какие установлены требования по вводимой в расчет прочности ширины свесов полки элементов таврового профиля?

15. Какие факторы вызывают образование наклонных трещин на приопорных участках изгибаемых элементов? Каковы схемы разрушения по наклонным сечениям?
16. Условие прочности элементов по полосе между наклонными трещинами.
17. Условие прочности элементов по наклонным сечениям на действие поперечных сил.
18. Чему равна поперечная сила Q_{sw} , воспринимаемая хомутами, в расчетном наклонном сечении?
19. От чего зависит поперечная сила Q_b , воспринимаемая бетоном сжатой зоны над наклонным сечением?
20. Каково условие прочности элемента по наклонному сечению на действие изгибающего момента?
21. Какие существуют конструктивные требования к поперечному армированию изгибаемых элементов (по наименьшему диаметру поперечных стержней (хомутов) и конструктивные требования по наибольшему расстоянию между ними)?
22. Каковы конструктивные требования, обеспечивающие прочность наклонного сечения по изгибающему моменту?
23. Как устанавливают место теоретического обрыва продольной арматуры и длину заделки обрываемого стержня?

4.1. Конструктивные особенности сжатых элементов

К центрально-сжатым элементам условно относят: промежуточные колонны в зданиях и сооружениях, работающих по связевой конструктивной схеме, верхние пояса раскосных ферм, нагруженных по узлам, восходящие раскосы и стойки решетки раскосных ферм, а также некоторые другие конструктивные элементы. Напряженное состояние сечения центрально нагруженного элемента приведено на рис. 4.1, *a*.

В действительности из-за несовершенства геометрических форм элементов конструкций, отклонения их реальных размеров от назначаемых по проекту, неоднородности бетона и других причин обычно центральное сжатие в чистом виде не наблюдается, а происходит внецентренное сжатие с так называемыми случайными эксцентриситетами.

По форме поперечного сечения сжатые элементы со случайным эксцентриситетом делают чаще всего квадратными или прямоугольными, реже — круглыми, многогранными, двутавровыми. Размеры поперечного сечения колонн определяют расчетом. В целях стандартизации опалубки и арматурных каркасов размеры прямоугольных колонн назначают кратными 100 мм, реже — кратными 50 мм. Чтобы обеспечить хорошее качество бетонирования, монолитные колонны с поперечными размерами менее 250 мм к применению не рекомендуются.

В условиях внецентренного сжатия находятся колонны одноэтажных производственных зданий, нагруженные давлением от краев и ветровой нагрузкой, верхние пояса безраскосных ферм, стены прямоугольных в плане подземных резервуаров, воспринимающие боковое давление грунта или жидкости и вертикальное давление от покрытия. Во внецентренно нагруженных элементах действуют сжимающие силы N и изгибающие моменты M . Расстояние между направлением сжимающей силы и продольной осью элемента e_0 называется эксцентриситетом. В общем случае в любом месте элемента статически определимых конструкций значение эксцентриситета определяют по выражению

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

где e_a – случайный эксцентриситет. Для элементов статически неопределимых конструкций принимается $e_0 = M/N$, но не менее e_a . Величина случайного эксцентриситета e_a должна приниматься равной большему из следующих значений: $1/30$ высоты сечения элемента, $1/600$ длины элемента (или ее части между местами, закрепленными от поперечных перемещений) и не менее 1 см. Поперечные сечения внецентренно сжатых элементов целесообразно делать развитыми в плоскости действия момента.

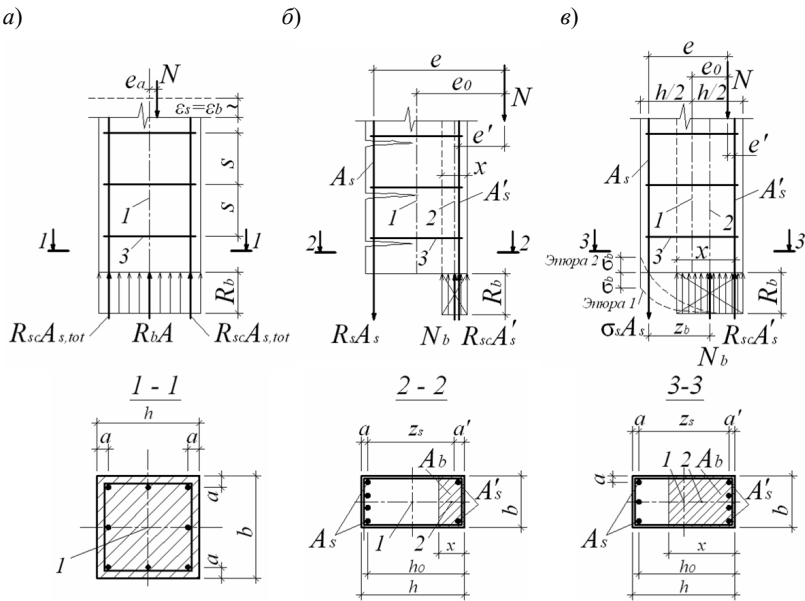


Рис. 4.1. Расчетные схемы сжатых элементов: a – при случайных эксцентриситетах e_a ; b – при больших эксцентриситетах ($x \leq \xi_R h_0$); c – при малых эксцентриситетах ($x > \xi_R h_0$); 1 – геометрическая ось элемента; 2 – центр тяжести бетона сжатой зоны; 3 – хомуты

В зависимости от величины эксцентриситета e_0 различают два случая внецентренного сжатия элементов: случай 1 – большие эксцентриситеты; случай 2 – малые эксцентриситеты.

Случай 1 – $x \leq \xi_R h_0$ (рис. 4.1, б). Характер разрушения таких элементов близок к характеру разрушения изгибаемых элементов по случаю 1.

Случай $2 - x > \xi_R h_0$ (рис. 4.1, в) объединяет два варианта напряженного состояния элемента, когда все сечение сжато (рис. 4.1, в, эпюра 1) или когда часть сечения слабо растянута (рис. 4.1, в, эпюра 2). В обоих вариантах разрушение элемента наступает вследствие истощения несущей способности бетона сжатой зоны и сжатой арматуры. При этом прочность растянутой арматуры недоиспользуется. В целях упрощения расчетов действительные эпюры сжимающих напряжений 1 или 2 в небольшое снижение запаса прочности заменяют прямоугольной эпюрой с ординатой R_b (рис. 4.1, в).

Для сжатых элементов применяют бетон классов по прочности на сжатие не ниже В15, для сильно загруженных – не ниже В25. Колонны армируют продольными стержнями диаметром 12...40 мм (рабочая арматура) преимущественно из горячекатаной стали классов А400, А500, а в некоторых случаях – А600, а также поперечными стержнями из горячекатаной стали классов А400, А240 и проволоки класса В500.

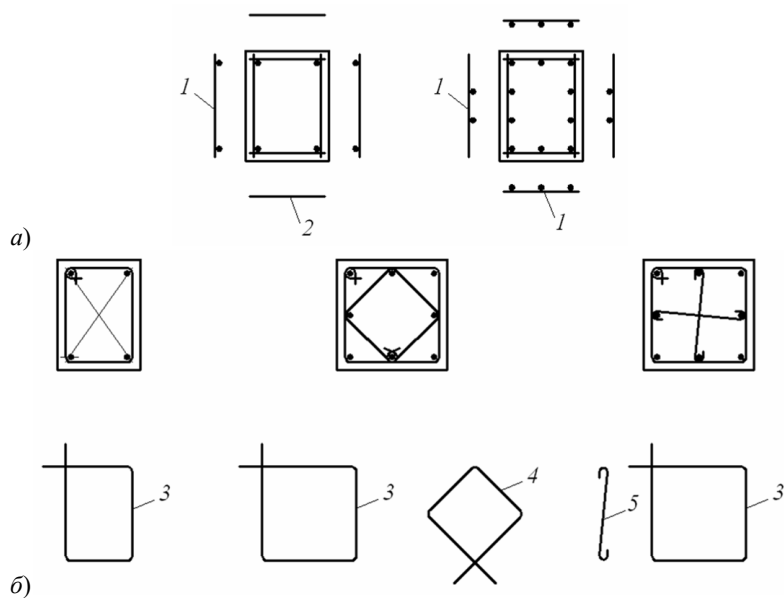


Рис. 4.2. Армирование сжатых элементов со случайными эксцентриситетами: а – сварными каркасами; б – вязаными каркасами; 1 – сварные каркасы; 2 – соединительные стержни; 3 – хомуты; 4 – дополнительные хомуты; 5 – шпильки

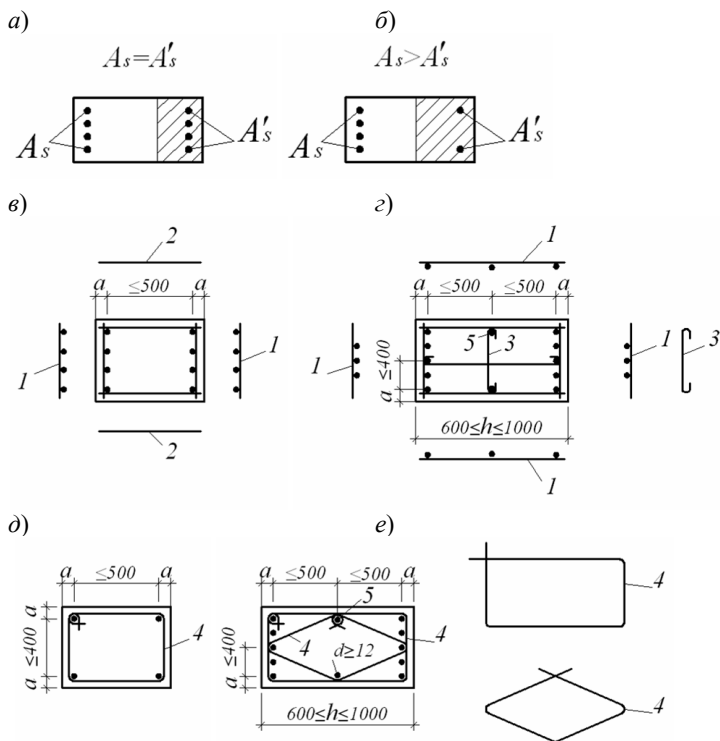


Рис. 4.3. Армирование колонн с эксцентриситетом $e_0 > e_a$:
 a – сечение с симметричной арматурой; $б$ – сечение с несимметричной арматурой; $в, г$ – сечения армированные сварными пространственными каркасами, образованными из плоских; $д, е$ – сечения армированные вязаными пространственными каркасами; 1 – сварные плоские каркасы; 2 – соединительные стержни; 3 – шпильки; 4 – хомуты вязаных каркасов; 5 – конструктивная арматура

Продольную и поперечную арматуру сжатых со случайными эксцентриситетами и внецентренно сжатых элементов объединяют в плоские и пространственные каркасы, сварные или вязаные (рис. 4.2, 4.3).

Насыщение поперечного сечения продольной арматурой элементов, сжатых со случайными эксцентриситетами, оценивают коэффициентом армирования $\mu = A_s / bh_0$ или процентом армирования (значения в 100 раз больше), где под A_s подразумевается суммарная площадь сечения всех продольных стержней. В практике для сжатых стержней обычно принимают армирование не более 3 %.

Во внецентренно сжатых элементах с расчетными эксцентриситетами продольные стержни размещают вблизи коротких граней поперечного сечения элемента (рис. 4.3): арматуру S с площадью сечения A_s у грани, более удаленной от сжимающей силы, и арматуру S' с площадью сечения A'_s у грани, расположенной ближе к продольной силе.

Насыщение поперечного сечения внецентренно сжатых элементов оценивают коэффициентом армирования по площади сечения рабочих стержней продольной арматуры, расположенных у одной из коротких граней. Армирование внецентренно сжатых стержней в практике составляет 0,5...1,2 % площади сечения элемента. Если площади сечения арматуры S и S' одинаковы, армирование называют симметричным; оно предпочтительнее, чем несимметричное армирование.

Минимальная площадь сечения продольной арматуры S и S' во внецентренно сжатых элементах, согласно нормам, принимается не менее: 0,1 % при гибкости $l_0/i \leq 17$ (для прямоугольных сечений $l_0/h \leq 5$); 0,25 % – во внецентренно сжатых элементах при гибкости $l_0/i \geq 87$ (для прямоугольных сечений $l_0/h \geq 25$); для промежуточных значений гибкости элементов значение μ_s определяют по интерполяции.

В железобетонных колоннах наибольшие расстояния между осями стержней продольной арматуры, обеспечивающие эффективное вовлечение в работу бетона, равномерное распределение напряжений и деформаций, должны быть не более: 400 мм – в направлении, перпендикулярном плоскости изгиба; 500 мм – в направлении плоскости изгиба.

В сжатых элементах в целях предотвращения выпучивания продольной арматуры следует устанавливать поперечную арматуру с шагом не более $15d$ и не более 500 мм (d – диаметр сжатой продольной арматуры).

Если площадь сечения сжатой продольной арматуры, устанавливаемой у одной из граней элемента, более 1,5 %, поперечную арматуру следует устанавливать с шагом не более $10d$ и не более 300 мм.

Конструкция хомутов во внецентренно сжатых элементах должна быть такой, чтобы продольные стержни (по крайней мере, через

один) располагались в местах перегибов, а эти перегибы – на расстоянии не более 400 мм по ширине грани. При ширине грани не более 400 мм и числе продольных стержней у этой грани не более четырех допускается охват всех продольных стержней одним хомутом.

Применять очень гибкие центрально-сжатые элементы нерационально, поскольку несущая способность их сильно снижается вследствие большой деформативности. Во всех случаях элементы из тяжелого бетона и бетона на пористых заполнителях должны иметь гибкость $\lambda = l_0/i \leq 200$ в любом направлении, а колонны зданий – $\lambda = l_0/i \leq 120$.

4.2. Расчет внецентренно сжатых элементов

Расчет по прочности прямоугольных сечений внецентренно сжатых элементов, работающих по случаю 1, производят из условия (2.43), (рис. 4.4)

$$Ne \leq R_b b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (4.2)$$

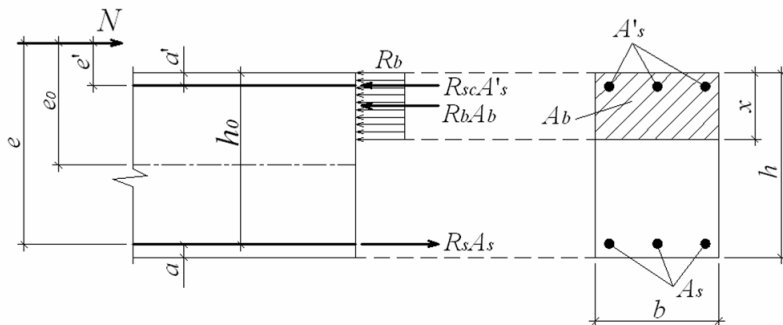


Рис. 4.4. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно сжатого железобетонного элемента, при расчете его по прочности

Высоту сжатой зоны x для сечений, работающих по случаю 1, когда в растянутой арматуре и сжатом бетоне достигнуты предельные сопротивления, определяют из уравнения равновесия предельных усилий (2.44)

$$R_b A_b + R_{sc} A'_s - R_s A_s - N = 0. \quad (4.3)$$

Высоту сжатой зоны x для сечений, работающих по случаю 2, когда в растянутой арматуре не достигнуты предельные сопротивления, определяют из уравнения равновесия предельных усилий (2.45), (рис. 4.1, в).

$$R_b A_b + R_{sc} A'_s - \sigma_s A_s - N = 0, \quad (4.4)$$

где N – продольная сила от внешней нагрузки; e – расстояние от точки приложения продольной силы N до центра тяжести сечения растянутой или наименее сжатой (при полностью сжатом сечении элемента) арматуры, равное

$$e = e_0 \eta + \frac{h_0 - a'}{2}. \quad (4.5)$$

Здесь η – коэффициент, учитывающий влияние продольного изгиба (прогиба) элемента на его несущую способность. Значение коэффициента η при расчете конструкций по недеформированной схеме определяют по формуле

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}, \quad (4.6)$$

где N – продольная сила от внешней нагрузки; N_{cr} – условная критическая сила, определяемая по формуле

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 D}{l_0^2}. \quad (4.7)$$

Здесь D – жесткость железобетонного элемента в предельной по прочности стадии, определяемая согласно указаниям расчета по деформациям; l_0 – расчетная длина элемента. Допускается расчетную длину l_0 элементов постоянного поперечного сечения по длине при действии продольной силы принимать равной:

- а) для элементов с шарнирным опиранием на двух концах – $1,0l$;
- б) для элементов с жесткой заделкой (исключающей поворот опорного сечения) на одном конце и незакрепленным другим концом (консоль) – $2,0l$;
- в) для элементов с шарнирным несмещаемым опиранием на одном конце, а на другом конце:
 - с жесткой (без поворота) заделкой – $0,7l$;
 - с податливой (допускающей ограниченный поворот) заделкой – $0,9l$;

г) для элементов с податливым шарнирным опиранием (допускающем ограниченное смещение опоры) на одном конце, а на другом конце:

- с жесткой (без поворота) заделкой – 1,5/;
- с податливой (с ограниченным поворотом) заделкой – 2,0/;

д) для элементов с несмещаемыми заделками на двух концах:

- жесткими (без поворота) – 0,5/;
- податливыми (с ограниченным поворотом) – 0,8/;

е) для элементов с ограниченно смещаемыми заделками на двух концах:

- жесткими (без поворота) – 0,8/;
- податливыми (с ограниченным поворотом) – 1,2/.

Для элементов любой формы сечения допускается значение D определять по формуле

$$D = k_b E_b I + k_s E_s I_s. \quad (4.8)$$

Для элементов прямоугольного сечения с арматурой, расположенной у наиболее сжатой и у растянутой (менее сжатой) грани элемента

$$D = E_b b h^3 \left[\frac{0,0125}{\varphi_l (0,3 + \delta_e)} + 0,175 \mu \alpha \left(\frac{h_0 - a'}{h} \right)^2 \right], \quad (4.9)$$

где E_b , E_s – модули упругости бетона и арматуры, соответственно; I , I_s – моменты инерции площадей сечения бетона и всей продольной арматуры, соответственно, относительно оси, проходящей через центр тяжести поперечного сечения элемента:

$$k_b = \frac{0,15}{\varphi_l (0,3 + \delta_e)}, \quad (4.10)$$

где $k_s = 0,7$; φ_l – коэффициент, учитывающий влияние длительности действия нагрузки; $\varphi_l = 1 + M_{II}/M_I$, но не более 2; здесь M_I , M_{II} – моменты относительно центра наиболее растянутого или наименее сжатого (при целиком сжатом сечении) стержня, соответственно, от действия полной нагрузки и от действия постоянных и длительных нагрузок; δ_e – относительное значение эксцентриситета продольной силы e_0/h , принимаемое не менее 0,15 и не более 1,5.

Высоту сжатой зоны x при $\xi = x/h_0 \leq \xi_R$ (рис. 4.4) определяют из условия (4.3) по формуле

$$x = \frac{N + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_b b}. \quad (4.11)$$

Высоту сжатой зоны x при $\xi = x/h_0 > \xi_R$ определяют из условия (4.4) по формуле (при этом напряжение в арматуре S определено по эмпирической зависимости, полученной на основании большого числа экспериментов):

$$x = \frac{N + R_s A_s \frac{1 + \xi_R}{1 - \xi_R} - R_{sc} A'_s}{R_b b + \frac{2R_s A_s}{h_0(1 - \xi_R)}}. \quad (4.12)$$

Расчет нормальных сечений внецентренно сжатых элементов производят в плоскости эксцентриситета продольной силы (в плоскости изгиба) и отдельно в нормальной к ней плоскости с эксцентриситетом e_0 , равным случайному e_a .

Требуемое количество симметричной арматуры определяется следующим образом в зависимости от относительной величины продольной силы $\alpha_n = \frac{N}{R_b b h_0}$:

а) при $\alpha_n \leq \xi_R$

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \alpha_n(1 - \alpha_n/2)}{1 - \delta}, \quad (4.13)$$

б) при $\alpha_n > \xi_R$

$$A_s = A'_s = \frac{R_b b h_0}{R_s} \cdot \frac{\alpha_{m1} - \xi(1 - \xi/2)}{1 - \delta}, \quad (4.14)$$

где ξ — относительная высота сжатой зоны, определяемая по формуле

$$\xi = \frac{\alpha_n(1 - \xi_R) + 2\alpha_s \xi_R}{1 - \xi_R + 2\alpha_s}, \quad (4.15)$$

здесь $\alpha_s = \frac{R_s A_s}{R_b b h_0}$.

Значение α_s в формуле (4.14) допускается принимать равным

$$\alpha_s = \frac{\alpha_{m1} - \xi_1(1 - \xi_1/2)}{1 - \delta} \quad (4.16)$$

при $\xi_1 = (\alpha_n + \xi_R/2)$, но не более 1,0.

В формулах (4.13, 4.14 и 4.16)

$$\alpha_{m1} = \frac{M + N(h_0 - a')/2}{R_b b h_0^2}, \quad \delta = \frac{a'}{h_0}. \quad (4.17)$$

Площади сечения сжатой и растянутой арматуры при несимметричном армировании, соответствующие минимуму их суммы, определяются по формулам:

$$A'_s = \frac{Ne - \alpha_R R_b b h_0^2}{R_{sc} (h_0 - a')}; \quad (4.18)$$

$$A_s = \frac{\xi_R R_b b h_0 - N}{R_{sc}} + A'_s, \quad (4.19)$$

где α_R и ξ_R — определяются по табл. 3.1 и принимаются не более, соответственно, 0,4 и 0,55;

$$e = M / N + (h_0 - a') / 2. \quad (4.20)$$

При отрицательном значении A_s , вычисленном по формуле (4.19), площадь сечения арматуры S принимается минимальной по конструктивным требованиям, но не менее величины

$$A_{s,\min} = \frac{N(h_0 - a' - e) - R_b b h (h / 2 - a')}{R_{sc} (h_0 - a')}, \quad (4.21)$$

а площадь сечения арматуры S' определяется:

— при отрицательном значении — по формуле

$$A'_s = \left[(N - R_b b a') - \sqrt{(N - R_b b a')^2 - N(N - 2R_b b h_0 + 2R_b b e)} \right] / R_{sc}; \quad (4.22)$$

— при положительном значении — по формуле

$$A'_s = \frac{N - R_b b h}{R_{sc}} - A_{s,\min}. \quad (4.23)$$

Расчет по прочности прямоугольных сечений внецентренно сжатых элементов с арматурой, расположенной у противоположных в плоскости изгиба сторон сечения, при эксцентриситете продольной силы $e_0 \leq h/30$ и гибкости $l_0/h \leq 20$ допускается производить из условия (рис. 4.1, а)

$$N \leq N_{ult}, \quad (4.24)$$

где N_{ult} — предельное значение продольной силы, которую может воспринять элемент, определяемое по формуле

$$N_{ult} = \varphi (R_b A + R_{sc} A_{s,tot}). \quad (4.25)$$

Здесь A — площадь бетонного сечения; $A_{s,tot}$ — площадь всей продольной арматуры в сечении элемента; φ — коэффициент, принимаемый при длительном действии нагрузки по табл. 4.1 в зависимо-

сти от гибкости элемента; при кратковременном действии нагрузки значения φ определяют по линейному закону, принимая $\varphi = 0,9$ при $l_0/h = 10$ и $\varphi = 0,85$ при $l_0/h = 20$.

Таблица 4.1

Класс бетона	φ при l_0/h , равном			
	6	10	15	20
B20...B55	0,92	0,9	0,83	0,7
B60	0,91	0,89	0,80	0,65
B80	0,90	0,88	0,79	0,64

4.3. Расчет железобетонных элементов на местное сжатие

Расчет железобетонных элементов на местное сжатие (смятие) производят при действии сжимающей силы, приложенной на ограниченной площади нормально к поверхности железобетонного элемента. При этом учитывают повышенное сопротивление сжатию бетона в пределах грузовой площади (площади смятия) за счет объемного напряженного состояния бетона под грузовой площадью, зависящее от расположения грузовой площади на поверхности элемента.

При наличии косвенной арматуры в зоне местного сжатия учитывают дополнительное повышение сопротивления сжатию бетона под грузовой площадью за счет сопротивления косвенной арматуры.

Расчет элементов на местное сжатие при отсутствии косвенной арматуры (рис. 4.5) производят из условия

$$N \leq \psi R_{b,loc} A_{b,loc}, \quad (4.26)$$

где N – местная сжимающая сила от внешней нагрузки; $A_{b,loc}$ – площадь приложения сжимающей силы (площадь смятия); $R_{b,loc}$ – расчетное сопротивление бетона сжатию при местном действии сжимающей силы; ψ – коэффициент, принимаемый равным 1,0 при равномерном и 0,75 при неравномерном распределении местной нагрузки по площади смятия.

Значение $R_{b,loc}$ определяют по формуле

$$R_{b,loc} = \varphi_b R_b, \quad (4.27)$$

где φ_b – коэффициент, определяемый по формуле

$$\varphi_b = 0,8 \sqrt{\frac{A_{b,max}}{A_{b,loc}}}, \quad (4.28)$$

но принимаемый не более 2,5 и не менее 1,0.

В формуле (4.27):

- $A_{b,max}$ – максимальная расчетная площадь, устанавливаемая по следующим правилам: центры тяжести площадей $A_{b,loc}$ и $A_{b,max}$ совпадают;
- границы расчетной площади $A_{b,max}$ отстоят от каждой стороны площади $A_{b,loc}$ на расстоянии, равном соответствующему размеру этих сторон (рис. 4.5).

Расчет элементов на местное сжатие при наличии косвенной арматуры в виде сварных сеток производят из условия

$$N \leq \psi R_{bs,loc} A_{b,loc}, \quad (4.29)$$

где $R_{bs,loc}$ – приведенное с учетом косвенной арматуры в зоне местного сжатия расчетное сопротивление бетона сжатию, определяемое по формуле

$$R_{bs,loc} = R_{b,loc} + 2\varphi_{s,xy} R_{s,xy} \mu_{s,xy}. \quad (4.30)$$

Здесь $\varphi_{s,xy}$ – коэффициент, определяемый по формуле

$$\varphi_{s,xy} = \sqrt{\frac{A_{b,loc,ef}}{A_{b,loc}}}, \quad (4.31)$$

где $A_{b,loc,ef}$ – площадь, заключенная внутри контура сеток косвенного армирования, считая по их крайним стержням, и принимаемая в формуле (4.30) не более $A_{b,max}$; $R_{s,xy}$ – расчетное сопротивление растяжению косвенной арматуры; $\mu_{s,xy}$ – коэффициент косвенного армирования, определяемый по формуле

$$\mu_{s,xy} = \frac{n_x A_{sx} l_x + n_y A_{sy} l_y}{A_{s,loc,ef} s}, \quad (4.32)$$

где n_x, A_{sx}, l_x – число стержней, площадь сечения и длина стержня сетки, считая в осях крайних стержней, в направлении X ; n_y, A_{sy}, l_y – то же в направлении Y ; s – шаг сеток косвенного армирования.

Значения $R_{b,loc}, A_{b,loc}, \psi$ и N принимают, как в формуле (4.26).

Значение местной сжимающей силы, воспринимаемое элементом с косвенным армированием (правая часть условия (4.29), принимают не более удвоенного значения местной сжимающей силы,

воспринимаемого элементом без косвенного армирования (правая часть условия (4.26)).

Косвенное армирование должно отвечать конструктивным требованиям.

Расчетную поперечную арматуру в виде сеток косвенного армирования при местном сжатии (смятии) располагают в пределах расчетной площади $A_{b,max}$. При расположении грузовой площади у края элемента сетки косвенного армирования располагают по площади с размерами в каждом направлении не менее суммы двух взаимно перпендикулярных сторон грузовой площади (рис. 4.5).

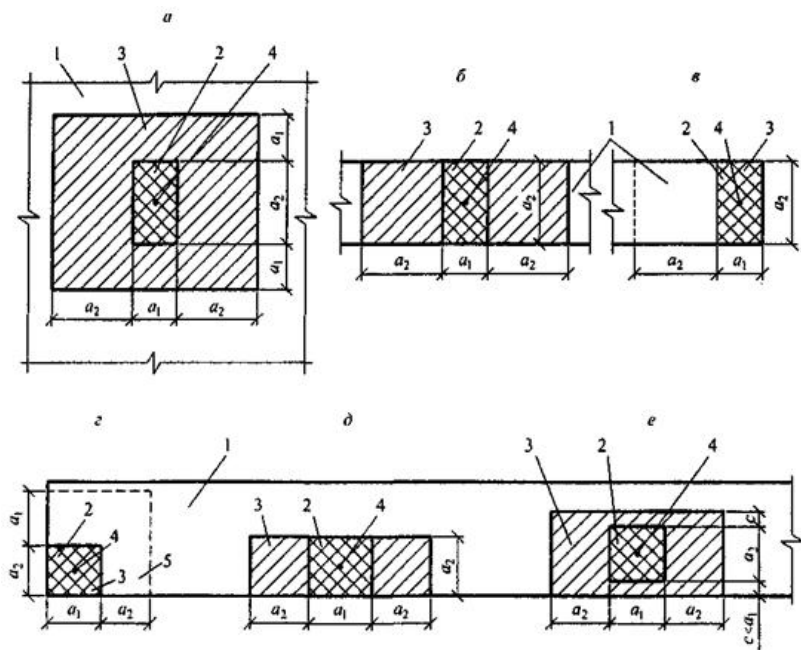


Рис. 4.5. Схемы для расчета элементов на местное сжатие при расположении местной нагрузки: *a* – вдали от краев элемента; *б* – по всей ширине элемента; *в* – у края (торца) элемента по всей его ширине; *г* – на углу элемента; *д* – у одного края элемента; *e* – вблизи одного края элемента; 1 – элемент, на который действует местная нагрузка; 2 – площадь смятия $A_{b,loc}$; 3 – максимальная расчетная площадь $A_{b,max}$; 4 – центр тяжести площадей $A_{b,loc}$ и $A_{b,max}$; 5 – минимальная зона армирования сетками, при которой косвенное армирование учитывается в расчете

Косвенное армирование в виде поперечных сеток часто применяют для местного усиления железобетонных сборных колонн вблизи стыков (рис. 4.6), а также под анкерами и в зоне анкеровки предварительно напрягаемой арматуры.

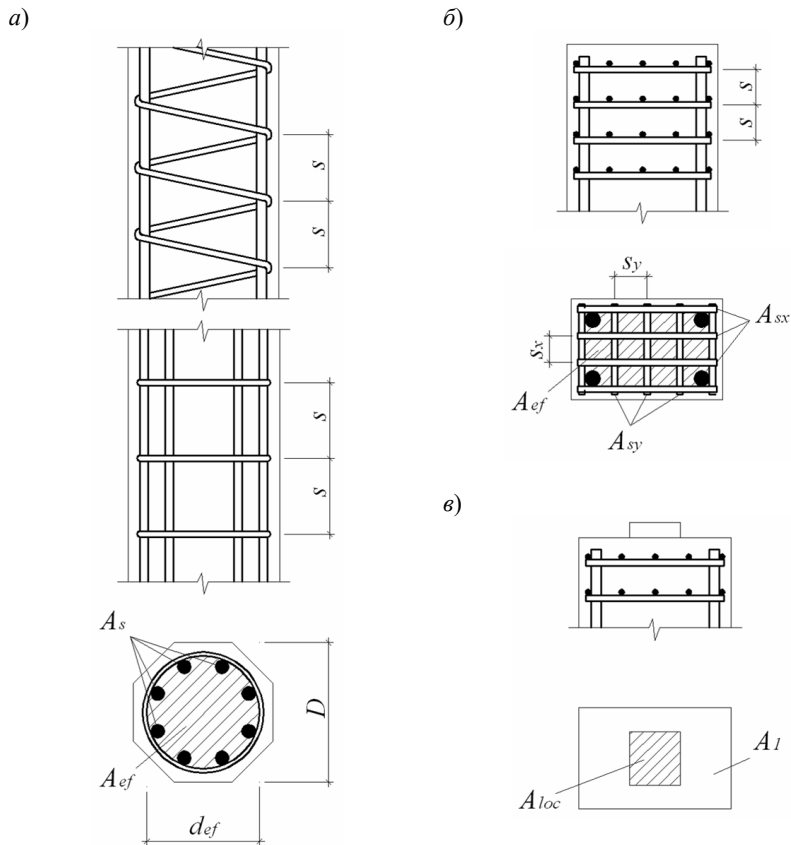


Рис. 4.6. Сжатые элементы усиленные косвенным армированием:
 а – спиралями или сварными кольцами; б – сварными сетками;
 в – то же под центрирующей прокладкой

Интенсивность косвенного армирования на единицу длины в одном и другом направлениях не должна отличаться более чем в 1,5 раза. Для сварных сеток и спиралей применяют арматуру классов А240 и А400 диаметром 6...14 мм. Размеры ячеек сеток

принимают не менее 45 мм и не более $1/4$ меньшей стороны сечения элемента, но не более 100 мм; шаг $s \geq 60$ мм, но $s \leq 1/3$ ширины сечения и $s \leq 150$ мм. На концевых участках колонн устанавливают не менее четырех сеток. Зона усиления по длине должна быть не менее $10d$ продольной арматуры.

По глубине сетки располагают:

- при толщине элемента более удвоенного большего размера грузовой площади – в пределах удвоенного размера грузовой площади;
- при толщине элемента менее удвоенного большего размера грузовой площади – в пределах толщины элемента.

4.4. Расчет железобетонных элементов на продавливание

4.4.1. Общие положения

Продавливание плитных конструкций колоннами наблюдается в безбалочных перекрытиях и в фундаментах. Опыты показывают, что продавливание плитных конструкций происходит под углом 45° (рис. 4.7, а, в) или меньшим – в случае ограничения основания пирамиды продавливания (рис. 4.7, б).

Расчет на продавливание производят для плоских железобетонных элементов (плит) при действии на них (нормально к плоскости элемента) местных, концентрированно приложенных усилий – сосредоточенных силы и изгибающего момента.

При расчете на продавливание рассматривают расчетное поперечное сечение, расположенное вокруг зоны передачи усилий на элемент на расстоянии $h_0/2$ нормально к его продольной оси, по поверхности которого действуют касательные усилия от сосредоточенных силы и изгибающего момента (рис. 4.8).

Действующие касательные усилия по площади расчетного поперечного сечения должны быть восприняты бетоном с сопротивлением бетона осевому растяжению R_{bt} и поперечной арматурой, расположенной от грузовой площадки на расстоянии не более h_0 и не менее $h_0/3$, с сопротивлением растяжению R_{sw} .

При действии сосредоточенной силы касательные усилия, воспринимаемые бетоном и арматурой, принимают равномерно распределенными по всей площади расчетного поперечного сечения.

При действии изгибающего момента касательные усилия, воспринимаемые бетоном и поперечной арматурой, принимают линейно изменяющимися по длине расчетного поперечного сечения в направлении действия момента с максимальными касательными усилиями противоположного знака у краев расчетного поперечного сечения в этом направлении.

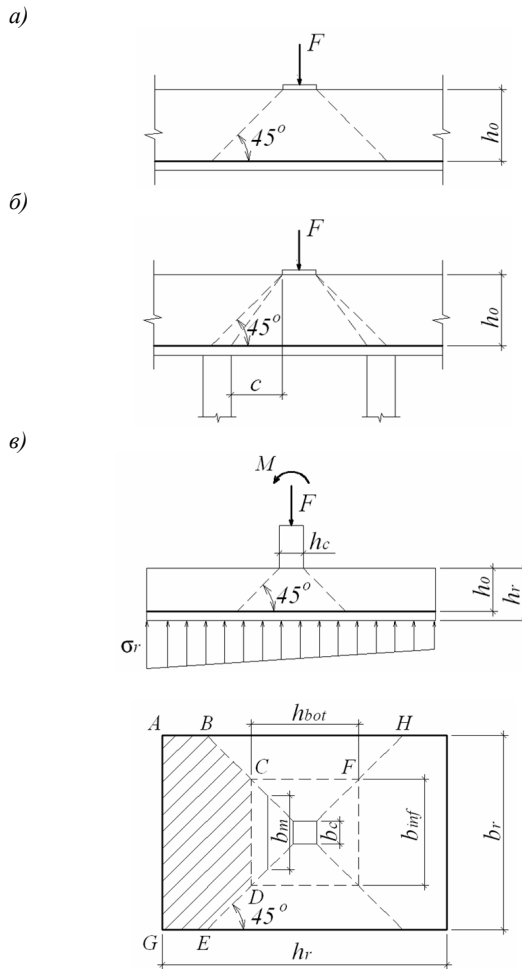


Рис. 4.7. Схемы продавливания плитных конструкций:
 а – без ограничения и б – с ограничением основания пирамиды продавливания; в – в фундаментах

Расчетный контур поперечного сечения принимают: при расположении площадки передачи нагрузки внутри плоского элемента – замкнутым и расположенным вокруг площадки передачи нагрузки (рис. 4.9, а, з), при расположении площадки передачи нагрузки у края или угла плоского элемента – в виде двух вариантов: замкнутым и расположенным вокруг площадки передачи нагрузки, и незамкнутым, следующим от краев плоского элемента (рис. 4.9, б, в), в этом случае учитывают наименьшую несущую способность при двух вариантах расположения расчетного контура поперечного сечения.

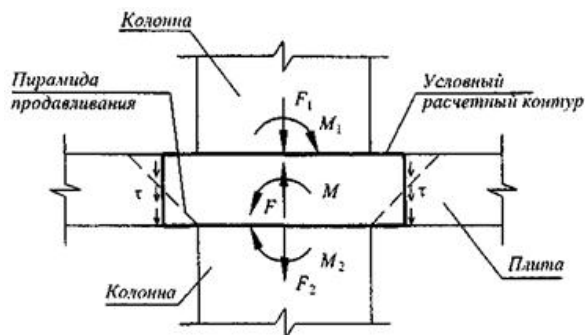


Рис. 4.8. Условная модель для расчета на продавливание

В случае расположения отверстия в плите на расстоянии менее $6h$ от угла или края площадки передачи нагрузки до угла или края отверстия часть расчетного контура, расположенная между двумя касательными к отверстию, проведенными из центра тяжести площадки передачи нагрузки, в расчете не учитывается.

При действии момента M_{loc} в месте приложения сосредоточенной нагрузки половину этого момента учитывают при расчете на продавливание, а другую половину – при расчете по нормальным сечениям по ширине сечения, включающей ширину площадки передачи нагрузки и высоту сечения плоского элемента по обе стороны от площадки передачи нагрузки.

При действии сосредоточенных моментов и силы в условиях прочности соотношение между действующими сосредоточенными моментами M , учитываемыми при продавливании, и предельными M_{ult} принимают не более половины соотношения между действующим сосредоточенным усилием F и предельным F_{ult} .

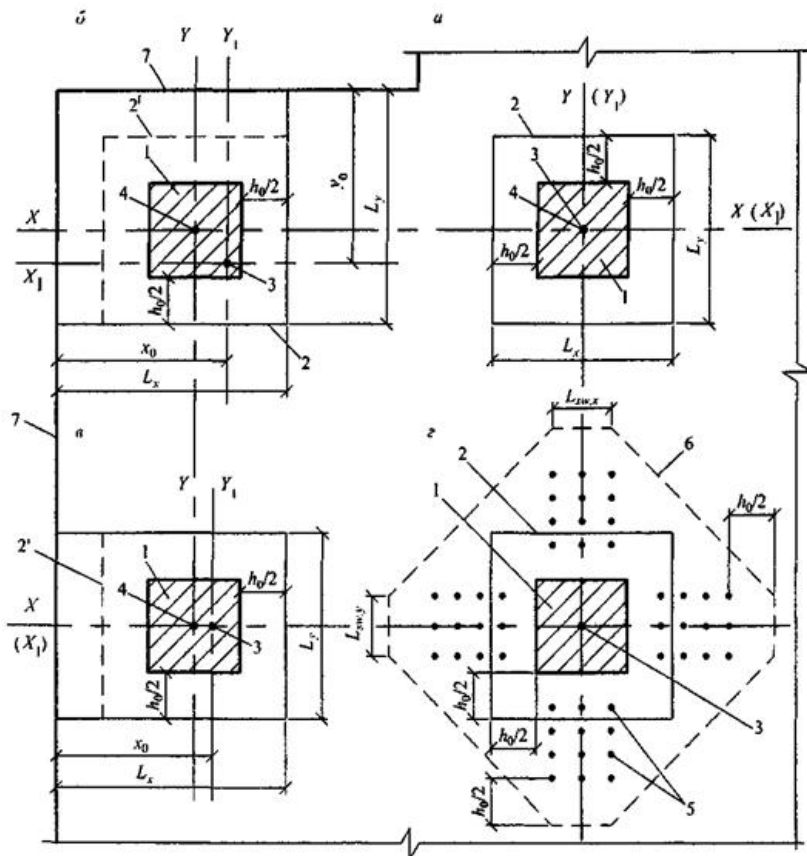


Рис. 4.9. Схема расчетных контуров поперечного сечения при продавливании: *а* – площадка приложения нагрузки внутри плоского элемента; *б, в* – то же у края плоского элемента, *з* – при крестообразном расположении поперечной арматуры; 1 – площадь приложения нагрузки; 2 – расчетный контур поперечного сечения; 2' – второй вариант расположения расчетного контура; 3 – центр тяжести расчетного контура (место пересечения осей X_1 и Y_1); 4 – центр тяжести площадки приложения нагрузки (место пересечения осей X и Y); 5 – поперечная арматура; 6 – контур расчетного поперечного сечения без учета в расчете поперечной арматуры; 7 – граница (край) плоского элемента

При расположении сосредоточенной силы внецентренно относительно центра тяжести контура расчетного поперечного сечения значения изгибающих сосредоточенных моментов от внешней на-

грузки определяют с учетом дополнительного момента от внецентренного приложения сосредоточенной силы относительно центра тяжести контура расчетного поперечного сечения с положительным или обратным знаком по отношению к моментам в колонне.

4.4.2. Расчет элементов на продавливание при действии сосредоточенной силы

Расчет элементов без поперечной арматуры на продавливание при действии сосредоточенной силы производят из условия

$$F \leq F_{b,ult}, \quad (4.33)$$

где F – сосредоточенная сила от внешней нагрузки; $F_{b,ult}$ – предельное усилие, воспринимаемое бетоном.

Усилие $F_{b,ult}$ определяют по формуле

$$F_{b,ult} = R_{bt} A_b, \quad (4.34)$$

где A_b – площадь расчетного поперечного сечения, расположенного на расстоянии $0,5h_0$ от границы площади приложения сосредоточенной силы F с рабочей высотой сечения h_0 (рис. 4.10).

Площадь A_b определяют по формуле

$$A_b = u h_0, \quad (4.35)$$

где u – периметр контура расчетного поперечного сечения; h_0 – приведенная рабочая высота сечения

$$h_0 = 0,5(h_{0x} + h_{0y}),$$

здесь h_{0x} и h_{0y} – рабочая высота сечения для продольной арматуры, расположенной в направлении осей X и Y .

Расчет элементов с поперечной арматурой на продавливание при действии сосредоточенной силы (рис. 4.11) производят из условия

$$F \leq F_{b,ult} + F_{sw,ult}, \quad (4.36)$$

где $F_{sw,ult}$ – предельное усилие, воспринимаемое поперечной арматурой при продавливании; $F_{b,ult}$ – предельное усилие, воспринимаемое бетоном, определяемое согласно (4.34).

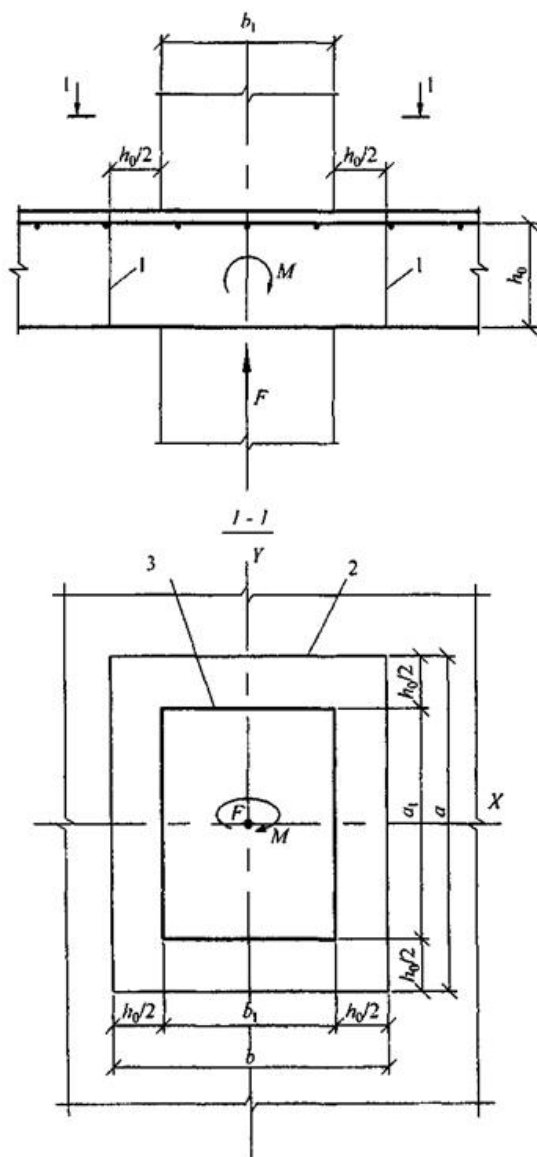


Рис. 4.10. Схема для расчета железобетонных элементов без поперечной арматуры на продавливание: 1 – расчетное поперечное сечение; 2 – контур расчетного поперечного сечения; 3 – контур площадки приложения нагрузки

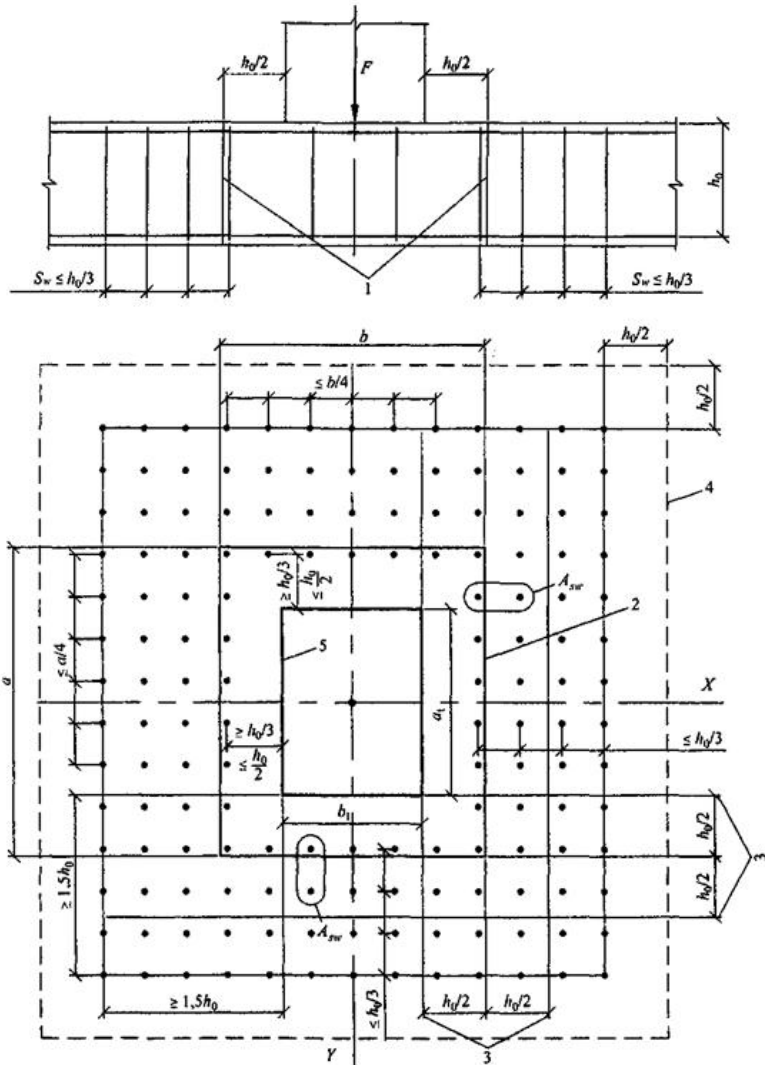


Рис. 4.11. Схема для расчета железобетонных плит с вертикальной равномерно распределенной поперечной арматурой на продавливание: 1 – расчетное поперечное сечение; 2 – контур расчетного поперечного сечения; 3 – границы зоны, в пределах которых в расчете учитывается поперечная арматура; 4 – контур расчетного поперечного сечения без учета в расчете поперечной арматуры; 5 – контур площадки приложения нагрузки

Усилие $F_{sw,ult}$, воспринимаемое поперечной арматурой, нормальной к продольной оси элемента и расположенной равномерно вдоль контура расчетного поперечного сечения, определяют по формуле

$$F_{sw,ult} = 0,8q_{sw}u, \quad (4.37)$$

где q_{sw} — усилие в поперечной арматуре на единицу длины контура расчетного поперечного сечения, расположенной в пределах расстояния $0,5h_0$ по обе стороны от контура расчетного сечения

$$q_{sw} = \frac{R_{sw}A_{sw}}{s_w}; \quad (4.38)$$

A_{sw} — площадь сечения поперечной арматуры с шагом s_w , расположенная в пределах расстояния $0,5h_0$ по обе стороны от контура расчетного поперечного сечения по периметру контура расчетного поперечного сечения; u — периметр контура расчетного поперечного сечения, определяемый согласно (рис. 4.9).

При расположении поперечной арматуры не равномерно по контуру расчетного поперечного сечения, а сосредоточенно у осей площадки передачи нагрузки (крестообразное расположение поперечной арматуры) периметр контура и для поперечной арматуры принимают по фактическим длинам участков расположения поперечной арматуры L_{swx} и L_{swy} по расчетному контуру продавливания (рис. 4.9, з).

Значение $F_{b,ult} + F_{sw,ult}$ принимают не более $2F_{b,ult}$. Поперечную арматуру учитывают в расчете при $F_{sw,ult}$ не менее $0,25F_{b,ult}$.

За границей расположения поперечной арматуры расчет на продавливание производят, рассматривая контур расчетного поперечного сечения на расстоянии $0,5h_0$ от границы расположения поперечной арматуры (рис. 4.11). При сосредоточенном расположении поперечной арматуры по осям площадки передачи нагрузки, кроме того, расчетный контур поперечного сечения бетона принимают по диагональным линиям, следующим от края расположения поперечной арматуры (рис. 4.9, з).

Поперечная арматура должна удовлетворять конструктивным требованиям. При нарушении конструктивных требований в расчете на продавливание следует учитывать только поперечную арматуру, пересекающую пирамиду продавливания, при обеспечении условий ее анкеровки.

4.4.3. Расчет элементов на продавливание при действии сосредоточенных силы и изгибающего момента

Расчет элементов без поперечной арматуры на продавливание при совместном действии сосредоточенных силы и изгибающего момента (рис. 4.10) производят из условия

$$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M}{M_{b,ult}} \leq 1, \quad (4.39)$$

где F – сосредоточенная сила от внешней нагрузки; M – сосредоточенный изгибающий момент от внешней нагрузки, учитываемый при расчете на продавливание; $F_{b,ult}$ и $M_{b,ult}$ – предельные сосредоточенные сила и изгибающий момент, которые могут быть восприняты бетоном в расчетном поперечном сечении при их раздельном действии.

В железобетонном каркасе зданий с плоскими перекрытиями сосредоточенный изгибающий момент M_{loc} равен суммарному изгибающему моменту в сечениях верхней и нижней колонн, примыкающих к перекрытию в рассматриваемом узле.

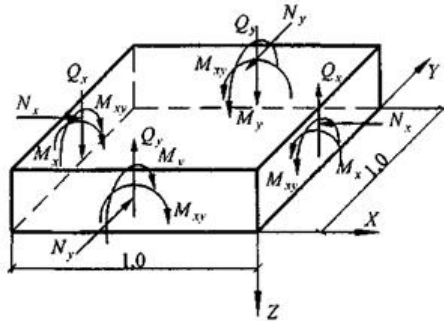


Рис. 4.12. Схема усилий, действующих на выделенный плоский элемент единичной ширины

Предельную силу $F_{b,ult}$ определяют согласно (4.34).

Предельный изгибающий момент $M_{b,ult}$ определяют по формуле

$$M_{b,ult} = R_{bt} W_b h_0, \quad (4.40)$$

где W_b – момент сопротивления расчетного поперечного сечения.

При действии изгибающих моментов в двух взаимно перпендикулярных плоскостях расчет производят из условия:

$$\frac{F}{F_{b,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult}} \leq 1, \quad (4.41)$$

где F , M_x и M_y – сосредоточенные сила и изгибающие моменты в направлениях осей X и Y , учитываемые при расчете на продавливание, от внешней нагрузки; $F_{b,ult}$, $M_{bx,ult}$, $M_{by,ult}$ – предельные сосредоточенные сила и изгибающие моменты в направлениях осей X и Y , которые могут быть восприняты бетоном в расчетном поперечном сечении при их раздельном действии.

Усилия $F_{b,ult}$ определяют согласно (4.34).

Усилия $M_{bx,ult}$ и $M_{by,ult}$ определяют согласно указаниям, приведенным выше, при действии момента в плоскости осей X и Y , соответственно.

Расчет прочности элементов с поперечной арматурой на продавливание при действии сосредоточенной силы и изгибающих моментов в двух взаимно перпендикулярных плоскостях производят из условия

$$\frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult} + M_{sw,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult} + M_{sw,y,ult}} \leq 1, \quad (4.42)$$

где F , M_x и M_y – см. (4.41); $F_{b,ult}$, $M_{bx,ult}$ и $M_{by,ult}$ – предельные сосредоточенные сила и изгибающие моменты в направлениях осей X и Y , которые могут быть восприняты бетоном в расчетном поперечном сечении при их раздельном действии; $F_{sw,ult}$, $M_{sw,x,ult}$ и $M_{sw,y,ult}$ – предельные сосредоточенные сила и изгибающие моменты в направлениях осей X и Y , которые могут быть восприняты поперечной арматурой при их раздельном действии.

Усилия $F_{b,ult}$, $M_{bx,ult}$, $M_{by,ult}$ и $F_{sw,ult}$ определяют согласно указаниям (4.34), (4.37) и (4.40).

Усилия $M_{sw,x,ult}$ и $M_{sw,y,ult}$, воспринимаемые поперечной арматурой, нормальной к продольной оси элемента и расположенной равномерно вдоль контура расчетного сечения, определяют при действии изгибающего момента, соответственно, в направлении осей X и Y по формуле

$$M_{sw,ult} = 0,8q_{sw}W_{sw}. \quad (4.43)$$

Значения $F_{b,ult} + F_{sw,ult}$, $M_{bx,ult} + M_{sw,x,ult}$, $M_{by,ult} + M_{sw,y,ult}$ в условии (4.42) принимают не более $2F_{b,ult}$, $2M_{bx,ult}$, $2M_{by,ult}$, соответственно.

Поперечная арматура должна отвечать конструктивным требованиям. При нарушении конструктивных требований в расчете на продавливание следует учитывать только поперечную арматуру, пересекающую пирамиду продавливания, при обеспечении условий ее анкеровки.

В общем случае значения момента сопротивления расчетного контура бетона при продавливании $W_{bx(y)}$ в направлениях взаимно перпендикулярных осей X и Y определяют по формуле

$$W_{bx(y)} = \frac{I_{bx(y)}}{x(y)_{m \max}}, \quad (4.44)$$

где $I_{bx(y)}$ – момент инерции расчетного контура относительно осей Y_1 и X_1 , проходящих через его центр тяжести (рис. 4.9); $x(y)_{m \max}$ – максимальное расстояние от расчетного контура до его центра тяжести.

Значение момента инерции $I_{bx(y)}$ определяют как сумму моментов инерции $I_{bx(y)i}$ отдельных участков расчетного контура поперечного сечения относительно центральных осей, проходящих через центр тяжести расчетного контура, принимая условно ширину каждого участка равной единице.

Положение центра тяжести расчетного контура относительно выбранной оси определяют по формуле

$$x(y) = \frac{\sum L_i x_i (y_i)_0}{\sum L_i}, \quad (4.45)$$

где L_i – длина отдельного участка расчетного контура; $x_i(y_i)_0$ – расстояние от центров тяжести отдельных участков расчетного контура до выбранных осей.

При расчетах принимают наименьшие значения моментов сопротивления W_{bx} и W_{by} .

Значения моментов сопротивления поперечной арматуры при продавливании $W_{sw,x(y)}$ в том случае, когда поперечная арматура расположена равномерно вдоль расчетного контура продавливания в пределах зоны, границы которой отстоят на расстоянии $h_0/2$ в каждую сторону от контура продавливания бетона (рис. 4.11), принимают равными соответствующим значениям W_{bx} и W_{by} .

При расположении поперечной арматуры в плоском элементе сосредоточенно по осям грузовой площадки, например по оси колонн (крестообразное расположение поперечной арматуры в перекрытии), моменты сопротивления поперечной арматуры определяют по тем же правилам, что и моменты сопротивления бетона, принимая соответствующую фактическую длину ограниченного участка расположения поперечной арматуры по расчетному контуру продавливания L_{swx} и L_{swy} (рис. 4.9, з).

Вопросы для самостоятельной работы

1. Какие элементы относятся к центрально сжатым, какова величина случайного эксцентриситета?
2. Какие случаи внецентренного сжатия элементов различают в зависимости от величины эксцентриситета e_0 ?
3. Какие классы бетонов и арматуры применяют для сжатых элементов, каков процент их армирования?
4. Как выполняется армирование центрально нагруженной железобетонной колонны?
5. Как выполняется армирование внецентренно нагруженной железобетонной колонны?
6. Для чего применяют хомуты? Как назначают диаметр и шаг хомутов?
7. Как учитывают влияние прогиба на величину эксцентриситета в расчете гибких внецентренно сжатых элементов?
8. Как записывают условия прочности элементов прямоугольного сечения при внецентренном сжатии?
9. Как получить формулу для подбора арматуры элементов прямоугольного сечения при внецентренном сжатии и $A_s = A'_s$?
10. Какова последовательность подбора элементов прямоугольного сечения при внецентренном сжатии и $A_s = A'_s$?
11. Как записывается условие прочности для прямоугольных сечений внецентренно сжатых элементов с арматурой, расположенной у противоположных в плоскости изгиба сторон сечения, при случайном эксцентриситете?
12. Как записывается условие прочности на местное сжатие при отсутствии косвенной арматуры?

13. Как записывается условие прочности на местное сжатие при наличии косвенной арматуры?
14. Как устанавливаются сетки косвенного армирования на концевых участках сборных колонн?
15. Как происходит продавливание плит и фундаментов (привести схему продавливания)?
16. Условие прочности на продавливание при отсутствии поперечной арматуры при действии сосредоточенной силы с указанием площади расчетного поперечного сечения.
17. Условие прочности на продавливание при наличии поперечной арматуры при действии сосредоточенной силы.
18. Как проверяется прочность элемента без поперечной арматуры на продавливание при совместном действии сосредоточенных силы и изгибающего момента?

5.1. Конструктивные особенности

В условиях центрального (осевого) растяжения находятся затяжки арок, нижние пояса и нисходящие раскосы ферм, стенки круглых в плане резервуаров для жидкостей и некоторые другие конструктивные элементы. Центрально растянутые элементы применяют, как правило, предварительно напряженными, что является радикальным средством существенного повышения их сопротивления образованию трещин в бетоне. Стержневую рабочую арматуру, применяемую без предварительного напряжения, соединяют по длине обычно на сварке, стыки внахлестку без сварки допускаются только в плитных и стеновых конструкциях. Растянутая предварительно напрягаемая арматура (стержни, проволочные пучки, арматурные канаты) в линейных элементах (затяжки арок, нижние пояса ферм) не должна иметь стыков. В поперечном сечении элемента предварительно напрягаемую арматуру размещают симметрично (рис. 5.1) с тем, чтобы при передаче обжимающего усилия (всего целиком или постепенно, обжимая сечение усилиями отдельных групп стержней) по возможности избежать внецентренного обжатия элемента. При натяжении на бетон предварительно напряженная арматура, размещаемая в специально предусматриваемых каналах или в пластиковой оболочке, в процессе обжатия не работает в составе поперечного сечения элемента. В этом случае целесообразно снабжать предварительно напряженный элемент небольшим количеством ненапрягаемой арматуры. Ее располагают ближе к наружным поверхностям, чтобы она эффективнее усиливала элемент против возможных внецентренных воздействий в процессе обжатия.

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

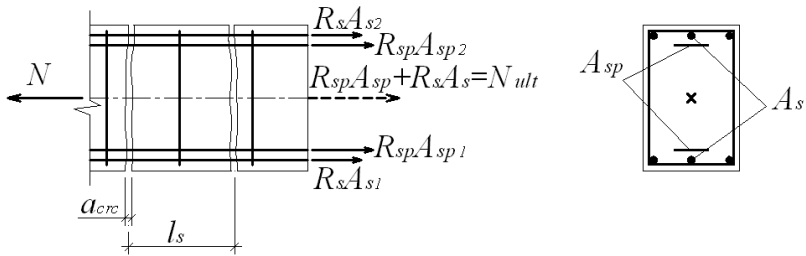


Рис. 5.1. Схема усилий в расчетном нормальном сечении центрально растянутых элементов

5.2. Расчет центрально растянутых элементов

Разрушение центрально растянутых элементов происходит после того, как в бетоне образуются сквозные трещины и он в местах трещин выключается из работы, а в арматуре напряжения достигают предела текучести (если сталь имеет площадку текучести) или временного сопротивления.

Несущая способность центрально растянутого элемента обусловлена предельным сопротивлением арматуры без участия бетона. В соответствии с этим прочность центрально растянутых элементов, в общем случае имеющих в составе сечения предварительно напрягаемую арматуру с площадью сечения A_{sp} и ненапрягаемую с площадью сечения A_s , рассчитывают по условию

$$N \leq N_{ult}, \quad (5.1)$$

где N_{ult} — определяют по формуле

$$N = \gamma_{s3} R_{sp} A_{sp} + R_s A_s, \quad (5.2)$$

где γ_{s3} — коэффициент, учитывающий условия работы высокопрочной арматуры при напряжениях выше условного предела текучести, вычисляемый по формуле (3.5).

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

$$\gamma_{s6} = l_x / l_p,$$

где l_x – расстояние от начала зоны передачи напряжений до рассматриваемого сечения арматуры в пределах этой зоны; l_p – полная длина зоны передачи напряжений, устанавливаемая по формуле (1.26).

5.3. Расчет внецентренно растянутых элементов

Расчет прямоугольных сечений внецентренно растянутых элементов с арматурой, расположенной у перпендикулярных плоскости изгиба граней элемента, при направлении эксцентриситета в плоскости симметрии сечения допускается производить по предельным усилиям.

Проверку прочности прямоугольных сечений внецентренно растянутых элементов следует производить в зависимости от положения продольной силы N :

а) если продольная сила N приложена между равнодействующими усилий в арматуре S и S' (все сечение растянуто, рис. 5.2, а), т. е. при $e' \leq h_0 - a'$, – из условий

$$Ne \leq M_{ult}; \quad (5.3)$$

$$Ne' \leq M'_{ult}, \quad (5.4)$$

где Ne и Ne' – усилия от внешних нагрузок; M_{ult} и M'_{ult} – предельные усилия, которые может воспринять сечение.

Усилия M_{ult} и M'_{ult} определяют по формулам:

$$M_{ult} = R_s A'_s (h_0 - a'_s) + R_{sp} A'_{sp} (h_0 - a'_{sp}); \quad (5.5)$$

$$M'_{ult} = R_s A_s (h'_0 - a_s) + R_{sp} A_{sp} (h'_0 - a_{sp}); \quad (5.6)$$

б) если продольная сила N приложена за пределами расстояния между равнодействующими усилий в арматуре S и S' (напряженное состояние аналогично изгибу, рис. 5.2, б) – из условия (5.3), определяя предельный момент M_{ult} по формуле

$$M_{ult} = R_b b x (h_0 - 0,5x) + \sigma_{sc} A'_{sp} (h_0 - a'_{sp}) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s), \quad (5.7)$$

при этом высоту сжатой зоны x определяют из условия равновесия всех продольных сил по формуле

$$\begin{aligned} R_b b x + R_{sc} A'_s + \sigma_{sc} A'_{sp} - R_s A_s - R_{sp} A_{sp} + N &= 0 \\ x = \frac{R_s A_s + R_{sp} A_{sp} - R_{sc} A'_s - \sigma_{sc} A'_{sp} - N}{R_b b}, \end{aligned} \quad (5.8)$$

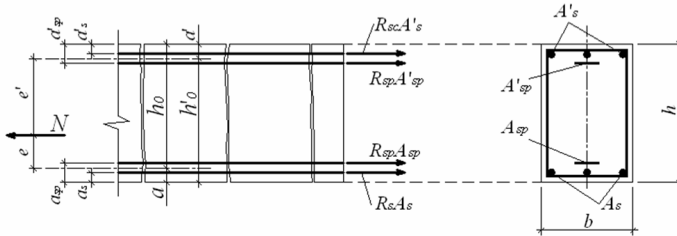
где σ'_{sc} – расчетное сопротивление сжатию напрягаемой арматуры, расположенной в сжатой зоне, принимаемое равным:

500 – σ'_{sp} – при учете коэффициента условий работы бетона $\gamma_{b1} = 0,9$;

400 – σ'_{sp} – при $\gamma_{b1} = 1,0$.

Если полученное из расчета по формуле (5.8) значение $x > \xi_R h_0$, в формулу (5.7) подставляют $x = \xi_R h$, где ξ_R определяют согласно указаниям раздела 3.2.

а)



б)

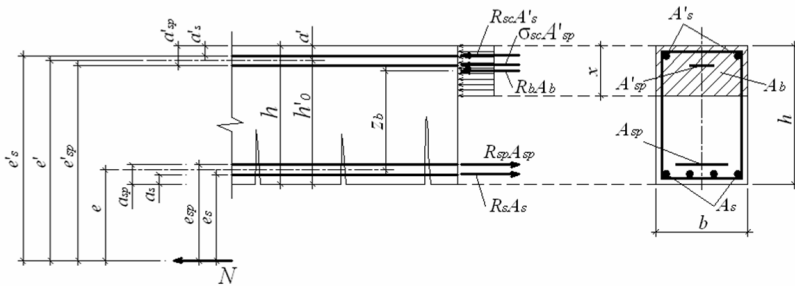


Рис. 5.2. Схема усилий и эпюра напряжений в сечении, нормальном к продольной оси внецентренно растянутого железобетонного элемента, при расчете его по прочности: а – расчетная сила приложена между равнодействующих усилий в арматуре S и S'; б – то же за пределами равнодействующих усилий в арматуре S и S'

Вопросы для самостоятельной работы

1. Какие конструкции или конструктивные элементы относятся к центрально растянутым?
2. Какие конструкции или конструктивные элементы относятся к внецентренно растянутым?
3. Как запишется условие прочности центрально растянутых элементов?
4. Какие два вида приложения продольной силы N возможны при внецентренном растяжении и каковы при этом расчетные эпюры напряжений в сечении?
5. Каково условие прочности, если продольная сила N приложена между усилиями в арматуре?
6. Каково условие прочности, если продольная сила N приложена за пределами расстояния между усилиями в арматуре?

Глава 6. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ЭЛЕМЕНТОВ ПО РАСКРЫТИЮ ТРЕЩИН

Расчеты по предельным состояниям второй группы включают:

- расчет по образованию трещин;
- расчет по раскрытию трещин;
- расчет по деформациям.

Расчет по образованию трещин производят, когда необходимо обеспечить отсутствие трещин, а также как вспомогательный при расчете по раскрытию трещин и по деформациям.

При расчете по образованию трещин в целях их недопущения коэффициент надежности по нагрузке принимают $\gamma_f > 1,0$ (как при расчете по прочности). При расчете по раскрытию трещин и по деформациям (включая вспомогательный расчет по образованию трещин) принимают коэффициент надежности по нагрузке $\gamma_f = 1,0$.

Расчет железобетонных элементов по образованию нормальных трещин производят по предельным усилиям или по нелинейной деформационной модели. Расчет по образованию наклонных трещин производят по предельным усилиям.

Расчет по образованию трещин железобетонных элементов по предельным усилиям производят из условия, по которому усилие от внешних нагрузок и воздействий F в рассматриваемом сечении не должно превышать предельного усилия $F_{cr,ult}$, которое может быть воспринято железобетонным элементом при образовании трещин.

Расчет железобетонных изгибаемых и внецентренно сжатых элементов по образованию трещин производят из условия:

$$M \leq M_{cr}, \quad (6.1)$$

где M – изгибающий момент от внешней нагрузки относительно оси, нормальной к плоскости действия момента и проходящей через центр тяжести приведенного поперечного сечения элемента; M_{cr} – изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин.

Для центрально растянутых элементов образование трещин определяют из условия:

$$N > N_{cr}, \quad (6.2)$$

где N – продольное растягивающее усилие от внешней нагрузки;
 N_{crc} – продольное растягивающее усилие, воспринимаемое элементом при образовании трещин.

Предельное усилие, воспринимаемое железобетонным элементом при образовании нормальных трещин, следует определять исходя из расчета железобетонного элемента как сплошного тела с учетом упругих деформаций в арматуре и неупругих деформаций в растянутом и сжатом бетоне при максимальных нормальных растягивающих напряжениях в бетоне, равных расчетным значениям сопротивления бетона осевому растяжению $R_{bl,ser}$.

Предельное усилие, которое может быть воспринято железобетонным элементом при образовании наклонных трещин, следует определять исходя из расчета железобетонного элемента как сплошного упругого тела и критерия прочности бетона при плоском напряженном состоянии «сжатие – растяжение».

Расчет железобетонных элементов производят по непродолжительному и продолжительному раскрытию трещин.

Непродолжительное раскрытие трещин определяют от совместного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок, продолжительное – только от постоянных и временных длительных нагрузок. При этом коэффициент надежности по нагрузке принимается равным $\gamma_f = 1,0$.

Расчет по раскрытию трещин производят из условия

$$a_{crc} \leq a_{crc,ult}, \quad (6.3)$$

где a_{crc} – ширина раскрытия трещин от действия внешней нагрузки;
 $a_{crc,ult}$ – предельно допустимая ширина раскрытия трещин.

Значения $a_{crc,ult}$ принимают равными:

а) из условия обеспечения сохранности арматуры классов А240... А600, В500:

- 0,3 мм – при продолжительном раскрытии трещин;
- 0,4 мм – при непродолжительном раскрытии трещин;
классов А800, А1000, В_р1200...В_р1400, К1400, К1500 (К-19) и К1500 (К-7), К1600 диаметром 12 мм:
- 0,2 мм – при продолжительном раскрытии трещин;
- 0,3 мм – при непродолжительном раскрытии трещин;

классов В_р1500, К1500 (К-7), К1600 диаметром 6 и 9 мм:

- 0,1 мм – при продолжительном раскрытии трещин;
- 0,2 мм – при непродолжительном раскрытии трещин;
б) из условия ограничения проницаемости конструкций:
- 0,2 мм – при продолжительном раскрытии трещин;
- 0,3 мм – при непродолжительном раскрытии трещин.

Расчет железобетонных элементов следует производить по продолжительному и по непродолжительному раскрытию нормальных и наклонных трещин.

Ширину продолжительного раскрытия трещин определяют по формуле

$$a_{cre} = a_{cre1}, \quad (6.4)$$

а ширину непродолжительного раскрытия трещин – по формуле

$$a_{cre} = a_{cre1} + a_{cre2} - a_{cre3}, \quad (6.5)$$

где a_{cre1} – ширина раскрытия трещин от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок; a_{cre2} – ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок; a_{cre3} – ширина раскрытия трещин от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

Расчет по раскрытию трещин не производится, если соблюдается условие

$$M < M_{cre}, \quad (6.6)$$

где M – изгибающий момент от внешней нагрузки; M_{cre} – изгибающий момент, воспринимаемый нормальным сечением элемента при образовании трещин.

6.1. Определение момента образования трещин, нормальных к продольной оси элемента

Для элементов прямоугольного, таврового или двутаврового сечения с арматурой, расположенной у верхней и нижней граней, момент трещинообразования с учетом неупругих деформаций растянутого бетона определяют в соответствии со следующими положениями:

- сечения после деформирования остаются плоскими;
- эпюру напряжений в сжатой зоне бетона принимают треугольной формы, как для упругого тела (рис. 6.1);
- эпюру напряжений в растянутой зоне бетона принимают трапециевидной формы с напряжениями, не превышающими расчетных значений сопротивления бетона растяжению $R_{bt,ser}$;
- относительную деформацию крайнего растянутого волокна бетона принимают равной ее предельному значению $\epsilon_{bt,ult}$ при кратковременном действии нагрузки; при двухзначной эпюре деформаций в сечении элемента $\epsilon_{bt,ult} = 0,00015$;
- напряжения в арматуре принимают в зависимости от относительных деформаций как для упругого тела.

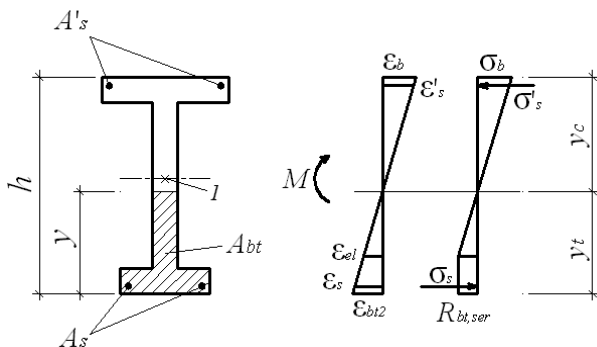


Рис. 6.1. Схема напряженно-деформированного состояния сечения элемента при проверке образования трещин при действии изгибающего момента

Момент образования трещин в элементах с ненапрягаемой арматурой с учетом неупругих деформаций растянутого бетона определяют по формуле

$$M_{crc} = R_{bt,ser} W_{pl}^2 \quad (6.7)$$

где W_{pl} – упругопластический момент сопротивления сечения для крайнего растянутого волокна бетона для прямоугольных сечений и тавровых сечений с полкой, расположенной в сжатой зоне, при действии момента в плоскости оси симметрии допускается принимать равным

$$W_{pl} = 1,3W_{red}, \quad (6.8)$$

где W_{red} – упругий момент сопротивления приведенного сечения по растянутой зоне сечения, определяемый по формуле

$$W_{red} = I_{red}/y_i; \quad (6.9)$$

I_{red} и y_i – момент инерции и расстояние от наиболее растянутого волокна бетона до центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента

$$y_i = \frac{S_{t,red}}{A_{red}}, \quad (6.10)$$

здесь $S_{t,red}$ – статический момент площади приведенного поперечного сечения элемента относительно наиболее растянутого волокна бетона.

Момент образования трещин предварительно напряженных изгибаемых элементов в стадии эксплуатации определяют в стадии I напряженно-деформированного состояния (рис. 6.2) по формуле

$$M_{crc} = W_{pl}R_{bt,ser} + P(e_{op} + r), \quad (6.11)$$

где e_{op} – эксцентриситет усилия обжатия P относительно центра тяжести приведенного сечения; r – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до верхней ядерной точки, значение r определяется по формуле

$$r = \frac{W_{red}}{A_{red}}, \quad (6.12)$$

где A_{red} – площадь приведенного сечения.

Момент образования трещин в зоне сечения, растянутой от действия усилия предварительного обжатия (рис. 6.3) в стадии изготовления, определяют по формуле

$$M_{crc} = \gamma W_{red}^{sup} R_{bt,ser}^{(p)} - P_{(1)}(e_{op1} - r_{inf}), \quad (6.13)$$

где W_{red}^{sup} – значение W_{red} , определяемое для растянутого от усилия обжатия $P_{(1)}$ волокна (верхнего); r_{inf} – расстояние от центра тяжести приведенного сечения до нижней ядерной точки, наиболее удаленной от грани элемента, растянутой усилием $P_{(1)}$; $P_{(1)}$ и e_{op1} – усилие обжатия с учетом первых потерь напряжений и его эксцентриситет относительно центра тяжести приведенного сечения; $R_{bt,ser}^{(p)}$ – значение $R_{bt,ser}$ при классе бетона, численно равном передаточной прочности R_{bp} .

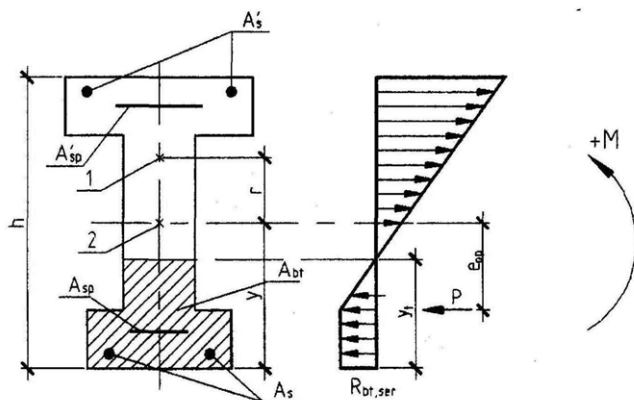


Рис. 6.2. Схема усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении элемента при расчете по образованию трещин в стадии эксплуатации: 1 – ядровая точка; 2 – центр тяжести приведенного сечения

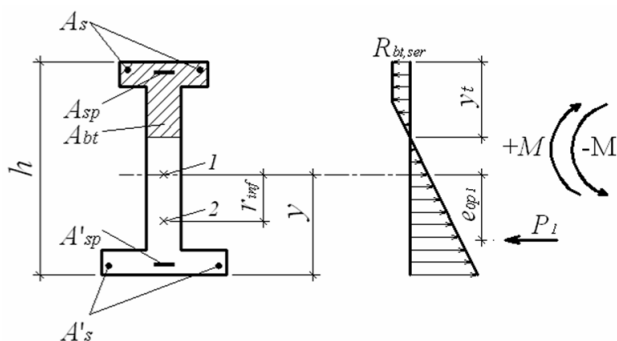


Рис. 6.3. Схема усилий и эпюра напряжений в поперечном сечении элемента при расчете по образованию трещин в стадии изготовления: 1 – центр тяжести приведенного сечения; 2 – нижняя ядровая точка

Значения W_{red}^{sup} и r_{inf} допускается определять при тех же значениях $\alpha = E_s/E_b$, что и в стадии эксплуатации.

Если вычисленное значение M_{crc} отрицательное, это означает, что трещины образованы до приложения внешней нагрузки.

Момент M от внешней нагрузки в условии (6.6) определяется при $\gamma_f = 1,0$, при этом он учитывается со знаком «плюс», если направление этого момента совпадает с направлением момента усилия $P_{(1)}$, и со знаком «минус», когда направления противоположны.

Изгибающий момент в стадии предварительного обжатия определяется с учетом влияния изгибающего момента от собственной массы изделия по формуле

$$M = N_p e_p, \quad (6.14)$$

где N_p – усилие в напрягаемой арматуре в стадии предварительного обжатия; e_p – расстояние от точки приложения продольной силы N_p с учетом влияния изгибающего момента M от внешней нагрузки, действующей в стадии изготовления (собственная масса элемента), до центра тяжести сечения ненапрягаемой арматуры растянутой или наименее сжатой (при полностью сжатом сечении элемента) от этих усилий, определяемое по формулам

$$e_p = e_{0p} + 0,5h \pm \frac{M}{N_p}, \quad (6.15)$$

$$N_p = (\sigma'_{sp} - 330)A'_{sp} + \sigma_{sp}A_{sp}, \quad (6.16)$$

где A'_{sp} и A_{sp} – площади сечения напрягаемой арматуры, расположенной, соответственно, в наиболее обжатой и в растянутой (менее обжатой) зонах сечения; σ'_{sp} и σ_{sp} – предварительные напряжения с учетом первых потерь и коэффициента $\gamma_{sp} = 1,1$ в арматуре с площадью сечения A'_{sp} и A_{sp} ; e_{0p} – расстояние от точки приложения силы N_p до центра тяжести сечения элемента e_{cp} .

6.2. Определение ширины раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента

Расчет железобетонных элементов производят по непродолжительному раскрытию трещин и продолжительному раскрытию трещин.

Непродолжительное раскрытие трещин определяют от совместного действия постоянных и временных (длительных и кратковременных) нагрузок; продолжительные – только от постоянных и временных длительных нагрузок.

Расчет по раскрытию трещин производят из условия (6.3).

После образования трещин в растянутых зонах железобетонных элементов при дальнейшем увеличении нагрузки происходит раскрытие трещин – стадия II напряженно-деформированного состо-

яния (рис. 6.4). Опыты показывают, что вследствие неоднородности структуры бетона при растяжении расстояния между трещинами могут отклоняться от средних значений в большую или меньшую сторону – в 1,5 раза. Ширина раскрытия трещин, нормальных к продольной оси элемента, представляет собой разность удлинений арматуры и растянутого бетона на участке между трещинами длиной l_s , т. е.

$$a_{crc} = \varepsilon_{sm} l_s - \varepsilon_{bt,m} l_s. \quad (6.17)$$

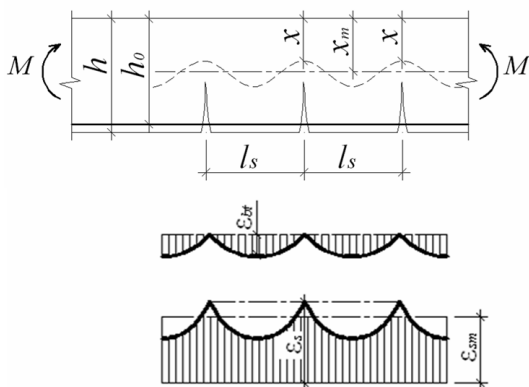


Рис. 6.4. Распределение деформаций в растянутом бетоне и в растянутой арматуре по длине элемента с трещинами

Средней деформацией растянутого бетона $\varepsilon_{bt,m}$ как величиной малой в сравнении со средней деформацией растянутой арматуры ε_{sm} обычно пренебрегают и принимают

$$a_{crc} = \varepsilon_{sm} l_s. \quad (6.18)$$

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

$$\psi_s = \varepsilon_{sm} / \varepsilon_s \leq 1. \quad (6.19)$$

Тогда ширина раскрытия трещин на уровне оси растянутой арматуры

$$a_{crc} = \psi_s \varepsilon_s l_s = \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s. \quad (6.20)$$

На ширину раскрытия трещин влияют коэффициент ψ_s , в свою очередь зависящий от прочности сцепления арматуры с бетоном, напряжения в арматуре в сечении с трещиной σ_s , а также расстояние между трещинами l_s . Значения этих факторов определяют расчетом.

Окончательно ширину раскрытия нормальных трещин определяют по формуле

$$a_{crc} = \varphi_1 \varphi_2 \varphi_3 \psi_s \frac{\sigma_s}{E_s} l_s, \quad (6.21)$$

где σ_s – напряжение в продольной растянутой арматуре в нормальном сечении с трещиной от соответствующей внешней нагрузки; l_s – базовое (без учета вида внешней поверхности арматуры) расстояние между смежными нормальными трещинами; φ_1 – коэффициент, учитывающий продолжительность действия нагрузки и принимаемый равным: 1,0 – при непродолжительном действии нагрузки; 1,4 – при продолжительном действии нагрузки; φ_2 – коэффициент, учитывающий профиль арматуры и принимаемый равным: 0,5 – для арматуры периодического профиля и канатной; 0,8 – для гладкой арматуры (класса A240); φ_3 – коэффициент, учитывающий характер нагружения, принимаемый равным: 1,0 – для элементов изгибаемых и внецентренно сжатых; 1,2 – для растянутых элементов; ψ_s – коэффициент, учитывающий неравномерное распределение относительных деформаций растянутой арматуры между трещинами, допускается принимать $\psi_s = 1$, если при этом условие (6.3) не удовлетворяется, значение ψ_s следует определять по формуле

$$\psi_s = 1 - 0,8 \frac{M_{crc}}{M}. \quad (6.22)$$

Значения напряжения σ_s в растянутой арматуре изгибаемых элементов определяют:

для ненапрягаемых элементов по формуле

$$\sigma_s = \frac{M(h_0 - y_c)}{I_{red}} \alpha_{s1}, \quad (6.23)$$

где I_{red} , y_c – момент инерции и высота сжатой зоны x (рис. 6.5) приведенного поперечного сечения элемента, определяемые с учетом площади сечения только сжатой зоны бетона, площадей сечения растянутой и сжатой арматуры, принимая в соответствующих формулах значения коэффициента приведения арматуры к бетону $\alpha_{s2} = \alpha_{s1}$.

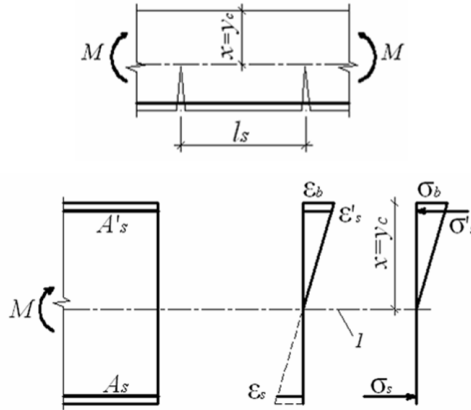


Рис. 6.5. Схема напряженно-деформированного состояния элемента с трещинами при действии изгибающего момента

Значение коэффициента приведения арматуры к бетону α_{s1} определяют по формуле

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}}, \quad (6.24)$$

где $E_{b,red}$ — приведенный модуль деформации сжатого бетона, учитывающий неупругие деформации сжатого бетона и определяемый по формуле

$$E_{b,red} = \frac{R_{b,ser}}{\epsilon_{b1,red}}. \quad (6.25)$$

Относительную деформацию бетона $\epsilon_{b1,red}$ принимают равной 0,0015.

Для ненапрягаемых элементов допускается напряжение σ_s определять по формуле

$$\sigma_s = \frac{M}{z_s A_s}, \quad (6.26)$$

где z_s — расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне элемента.

Для элементов прямоугольного поперечного сечения при отсутствии (или без учета) сжатой арматуры значение z_s определяют по формуле

$$z_s = h_0 - \frac{x}{3}. \quad (6.27)$$

Для элементов прямоугольного, таврового (с полкой в сжатой зоне) и двутаврового поперечного сечения допускается значение z_s принимать равным $0,8h_0$.

Для предварительно напряженных элементов допускается напряжение σ_s определять по формуле

$$\sigma_s = \frac{M - N_p(z - e_{sp})}{z_s A_s}, \quad (6.28)$$

где z — расстояние от центра тяжести арматуры, расположенной в растянутой зоне сечения, до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне элемента; e_{sp} — расстояние от центра тяжести той же арматуры до точки приложения усилия N_p .

Для элементов прямоугольного поперечного сечения при отсутствии (или без учета) сжатой арматуры значение z определяют по формуле

$$z = h_0 - x_N/3, \quad (6.29)$$

где x_N — высота сжатой зоны, определяемая с учетом действия усилия предварительного обжатия N_p

$$x_N = x_M + \frac{I_{red} N_p}{A_{red} M}. \quad (6.30)$$

Для элементов прямоугольного, таврового (с полкой в сжатой зоне) и двутаврового поперечного сечения допускается значение z принимать равным $0,7h_0$.

Напряжения σ_s , определяемые по формулам, не должны превышать $(R_{s,ser} - \sigma_{sp})$.

Значение базового расстояния между трещинами l_s определяют по формуле

$$l_s = 0,5 \frac{A_{bt}}{A_s} d_s \quad (6.31)$$

и принимают не менее $10d_s$ и 100 мм и не более $40d_s$ и 400 мм.

Здесь A_{bt} — площадь сечения растянутого бетона. При этом высота растянутой зоны бетона y_t определяется по формуле (6.10) и принимается не менее $2a$ и не более $0,5h$.

Для прямоугольных, тавровых и двутавровых сечений высоту растянутой зоны допускается определять с учетом коэффициента, учитывающего неупругие деформации растянутого бетона, равного:

- для прямоугольных сечений и тавровых с полкой в сжатой зоне — 0,9;
- для двутавровых (коробчатых) сечений и тавровых с полкой в растянутой зоне — 0,95.

При различных диаметрах стержней растянутой арматуры значение d_s принимается равным

$$d_s = \frac{n_1 d_{s1}^2 + \dots + n_k d_{sk}^2}{n_1 d_{s1} + \dots + n_k d_{sk}}, \quad (6.32)$$

где d_{s1}, \dots, d_{sk} — диаметры стержней растянутой арматуры; n_1, \dots, n_k — число стержней с диаметрами соответственно d_{s1} .

Вопросы для самостоятельной работы

1. В каких случаях необходим расчет по образованию трещин?
2. Какое значение коэффициента надежности по нагрузке γ_f принимается при расчете по образованию трещин?
3. Из какого условия производят расчет железобетонных изгибаемых и внецентренно сжатых элементов по образованию трещин?
4. Из какого условия производят расчет железобетонных центрально растянутых элементов по образованию трещин?
5. На какие нагрузки в зависимости от продолжительности их действия производят расчет элементов по раскрытию трещин?
6. Из какого условия производят расчет по раскрытию трещин?
7. По какой формуле определяют ширину продолжительного раскрытия трещин?
8. По какой формуле определяют ширину непродолжительного раскрытия трещин?
9. Основные расчетные положения при определении момента образования трещин при изгибе.
10. Как определяется момент образования трещин в элементах с ненапрягаемой арматурой?
11. Как определяется момент образования трещин в элементах с предварительно напрягаемой арматурой в стадии эксплуатации?
12. Как определяется момент образования трещин в элементах с предварительно напрягаемой арматурой в стадии предварительного обжатия?
13. По какой формуле определяется ширина раскрытия трещин на уровне оси растянутой арматуры?

14. По какой формуле допускается определять напряжение σ_s для ненапрягаемых элементов?
15. По какой формуле допускается определять напряжение σ_s для предварительно напряженных элементов?
16. Физический смысл коэффициента ψ_s .
17. Конструктивные ограничения значения базового расстояния между трещинами l_s .

Глава 7. РАСЧЕТ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ ПО ДЕФОРМАЦИЯМ

Расчет элементов железобетонных конструкций по деформациям производят с учетом эксплуатационных требований, предъявляемых к конструкции.

Расчет по деформациям следует производить на действие:

- постоянных, временных длительных и кратковременных нагрузок при ограничении деформаций технологическими или конструктивными требованиями;
- постоянных и временных длительных нагрузок при ограничении деформаций эстетико-психологическими требованиями.

Значения предельно допустимых деформаций элементов принимают согласно СП 20.13330.2011 и нормативным документам на отдельные виды конструкций.

Расчет железобетонных элементов по прогибам производят из условия

$$f \leq f_{ult}, \quad (7.1)$$

где f – прогиб железобетонного элемента от действия внешней нагрузки; f_{ult} – значение предельно допустимого прогиба железобетонного элемента.

Прогибы железобетонных конструкций определяют по общим правилам строительной механики в зависимости от изгибных, сдвиговых и осевых деформационных характеристик железобетонных элементов в сечениях по его длине (кривизны, углов сдвига, относительных продольных деформаций).

В случаях когда прогибы железобетонных элементов в основном зависят от изгибных деформаций, значение прогибов определяют по кривизне элемента или по жесткостным характеристикам.

Кривизну железобетонного элемента определяют как частное деления изгибающего момента на жесткость железобетонного сечения при изгибе.

Жесткость рассматриваемого сечения железобетонного элемента определяют по общим правилам сопротивления материалов: для сечения без трещин – как для условно упругого сплошного элемен-

та, а для сечения с трещинами — как для условно упругого элемента с трещинами (принимая линейную зависимость между напряжениями и деформациями). Влияние неупругих деформаций бетона учитывают с помощью приведенного модуля деформаций бетона, а влияние работы растянутого бетона между трещинами — с помощью приведенного модуля деформаций арматуры.

Расчет деформаций железобетонных конструкций с учетом трещин производят в тех случаях, когда расчетная проверка на образование трещин показывает, что трещины образуются. В противном случае производят расчет деформаций как для железобетонного элемента без трещин.

Расчет деформаций железобетонных элементов следует производить с учетом длительности действия нагрузок, устанавливаемых соответствующими нормативными документами.

При вычислении прогибов жесткость участков элемента следует определять с учетом наличия или отсутствия нормальных к продольной оси элемента трещин в растянутой зоне их сечения.

7.1. Расчет железобетонных элементов по прогибам

Прогиб железобетонных элементов, обусловленный деформацией изгиба, определяют по формуле

$$f = \int_0^l \overline{M}_x \left(\frac{1}{r} \right)_x dx, \quad (7.2)$$

где \overline{M}_x — изгибающий момент в сечении x от действия единичной силы, приложенной в сечении, для которого определяется прогиб, в направлении этого прогиба; $\left(\frac{1}{r} \right)_x$ — полная кривизна элемента в сечении от внешней нагрузки, при которой определяется прогиб.

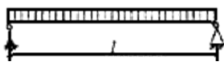
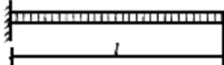
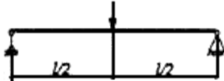
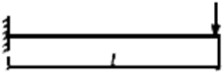

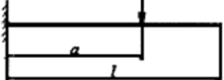
Для свободно опертых и консольных элементов максимальный прогиб определяют по формуле

$$f = sl^2 \left(\frac{1}{r} \right)_{\max}, \quad (7.3)$$

где $\left(\frac{1}{r} \right)_{\max}$ — полная кривизна в сечении с наибольшим изгибающим моментом от нагрузки, при которой определяется прогиб; s — коэф-

фициент, зависящий от способа опирания балки и вида нагрузки и принимаемый по табл. 7.1.

Таблица 7.1

Схема загрузки- свободно опертой балки	Коэффици- ент S	Схема загрузки- консоли	Коэффици- ент S
	$\frac{5}{48}$		$\frac{1}{4}$
	$\frac{1}{12}$		$\frac{1}{3}$
	$\frac{1}{8} - \frac{a^2}{6l^2}$		$\frac{a}{6l} \left(3 - \frac{a}{l} \right)$
<p><i>Примечание.</i> При загрузении элемента сразу по нескольким схемам $S = \Sigma M_i S_i / \Sigma M_p$, где S_i и M_p, соответственно, коэффициент S и момент M в середине пролета балки или в заделке консоли для каждой схемы загрузки. В этом случае кривизна $\left(\frac{1}{r}\right)_{\max}$ определяется при значении M равном ΣM_p.</p>			

7.2. Определение кривизны железобетонных элементов

Кривизну железобетонных изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов для вычисления их прогибов определяют:

а) для элементов или участков элемента, где в растянутой зоне не образуются нормальные к продольной оси трещины

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 + \left(\frac{1}{r}\right)_2, \quad (7.4)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_1, \left(\frac{1}{r}\right)_2$ — кривизны, соответственно, от непродолжительного действия кратковременных нагрузок и от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок;

б) для элементов или участков элемента, где в растянутой зоне имеются трещины

$$\frac{1}{r} = \left(\frac{1}{r}\right)_1 - \left(\frac{1}{r}\right)_2 + \left(\frac{1}{r}\right)_3, \quad (7.5)$$

где $\left(\frac{1}{r}\right)_1$ – кривизна от непродолжительного действия всей нагрузки, на которую производят расчет по деформациям; $\left(\frac{1}{r}\right)_2$ – кривизна от непродолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок; $\left(\frac{1}{r}\right)_3$ – кривизна от продолжительного действия постоянных и временных длительных нагрузок.

Элементы или участки элементов рассматривают без трещин, если трещины не образуются при действии полной нагрузки, включающей постоянную, временную длительную и кратковременную нагрузки.

В предварительно напряженных конструкциях допускается при определении кривизны учитывать влияние деформаций усадки и ползучести бетона в стадии предварительного обжатия $\left(\frac{1}{r}\right)_4$.

Кривизну железобетонных элементов $1/r$ от действия соответствующих нагрузок определяют по формуле

$$\frac{1}{r} = \frac{M}{D}. \quad (7.6)$$

В предварительно напряженных конструкциях

$$\frac{1}{r} = \frac{M - N_p e_{op}}{D}, \quad (7.7)$$

где M – изгибающий момент от внешней нагрузки; N_p и e_{op} – усилие предварительного обжатия и его эксцентриситет относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента; D – изгибная жесткость приведенного поперечного сечения элемента, определяемая по формуле

$$D = E_{b1} I_{red}, \quad (7.8)$$

где E_{b1} – модуль деформации сжатого бетона, определяемый в зависимости от продолжительности действия нагрузки и с учетом наличия или отсутствия трещин; I_{red} – момент инерции приведенного поперечного сечения относительно его центра тяжести, определяемый с учетом наличия или отсутствия трещин.

**Жесткость железобетонного элемента на участке
без трещин в растянутой зоне**

Момент инерции I_{red} приведенного поперечного сечения элемента относительно его центра тяжести определяют как для сплошного тела по общим правилам сопротивления упругих элементов с учетом всей площади сечения бетона и площадей сечения арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону

$$I_{red} = I + I_s \alpha + I'_s \alpha, \quad (7.9)$$

где I — момент инерции бетонного сечения относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента; I_s , I'_s — моменты инерции площадей сечения, соответственно, растянутой и сжатой арматуры относительно центра тяжести приведенного поперечного сечения элемента; α — коэффициент приведения арматуры к бетону,

$$\alpha = \frac{E_s}{E_{b1}}. \quad (7.10)$$

Значения модуля деформации бетона в формулах (7.9), (7.10) принимают равными:

— при непродолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = 0,85E_b; \quad (7.11)$$

— при продолжительном действии нагрузки

$$E_{b1} = E_{bt} = \frac{E_b}{1 + \varphi_{b,cr}}, \quad (7.12)$$

где $\varphi_{b,cr}$ — принимают по табл. 1.2.

**Жесткость железобетонного элемента на участке
с трещинами в растянутой зоне**

Жесткость железобетонного элемента на участках с трещинами в растянутой зоне определяют с учетом следующих положений:

- сечения после деформирования остаются плоскими;
- напряжения в бетоне сжатой зоны определяют как для упругого тела;
- работу растянутого бетона в сечении с нормальной трещиной не учитывают;
- работу растянутого бетона на участке между смежными нормальными трещинами учитывают посредством коэффициента ψ_s .

Жесткость железобетонного элемента D на участках с трещинами определяют по формуле (7.8) и принимают не более жесткости без трещин.

Значения модуля деформации сжатого бетона E_{b1} принимают равными значениям приведенного модуля деформации $E_{b,ser}$, определяемых по формуле (7.13) при расчетных сопротивления бетона $R_{b,ser}$ для соответствующих нагрузок (непродолжительного и продолжительного действия)

$$E_{b,ser} = \frac{R_{b,ser}}{\varepsilon_{b1,red}}. \quad (7.13)$$

Значения относительных деформаций $\varepsilon_{b1,red}$ принимают:

- для тяжелого бетона при непродолжительном действии нагрузки $\varepsilon_{b1,red} = 0,0015$;
- для легкого бетона при непродолжительном действии нагрузки $\varepsilon_{b1,red} = 0,0022$;
- для тяжелого бетона при продолжительном действии нагрузки по табл. 1.1.

Момент инерции приведенного поперечного сечения элемента I_{red} относительно его центра тяжести определяют по общим правилам сопротивления упругих элементов с учетом площади сечения бетона только сжатой зоны, площадей сечения сжатой арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону α_{s1} и растянутой арматуры с коэффициентом приведения арматуры к бетону α_{s2}

$$I_{red} = I_b + I_s \alpha_{s2} + I'_s \alpha_{s1}, \quad (7.14)$$

где I_b , I_s , I'_s — моменты инерции площадей сечения, соответственно, сжатой зоны бетона, растянутой и сжатой арматуры относительно центра тяжести приведенного без учета бетона растянутой зоны поперечного сечения.

Значения I_s и I'_s определяют по общим правилам сопротивления материалов, принимая расстояние от наиболее сжатого волокна бетона до центра тяжести приведенного (с коэффициентами приведения α_{s1} и α_{s2}) поперечного сечения без учета бетона растянутой зоны (рис. 7.1); для изгибаемых элементов

$$y_{cm} = x_m,$$

где x_m — средняя высота сжатой зоны бетона, учитывающая влияние работы растянутого бетона между трещинами и определяемая согласно (рис. 7.1).

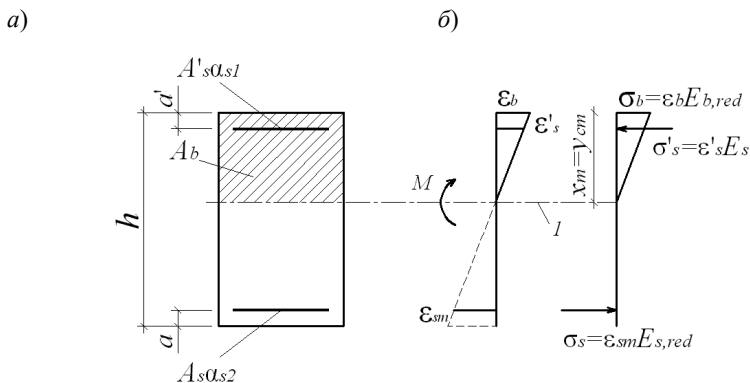


Рис. 7.1. Приведенное поперечное сечение (а) и схема напряженно-деформированного состояния элемента с трещинами (б) для расчета его по деформациям при действии изгибающего момента

Значения I_b и y_{cm} определяют по общим правилам расчета геометрических характеристик сечений упругих элементов.

Значения коэффициентов приведения арматуры к бетону α_{s1} и α_{s2} принимают равными:

— для сжатой арматуры

$$\alpha_{s1} = \frac{E_s}{E_{b,red}}; \quad (7.15)$$

— для растянутой арматуры

$$\alpha_{s2} = \frac{E_{s,red}}{E_{b,red}}, \quad (7.16)$$

где $E_{b,red}$ — приведенный модуль деформации сжатого бетона, определяемый по формуле (7.13) при непродолжительном и продолжительном действии нагрузки; $E_{s,red}$ — приведенный модуль деформации растянутой арматуры, определяемый с учетом влияния работы растянутого бетона между трещинами по формуле

$$E_{s,red} = E_s / \psi_s. \quad (7.17)$$

Для изгибаемых элементов положение нейтральной оси (средняя высота сжатой зоны бетона) определяют из уравнения

$$S_{b0} = \alpha_{s2} S_{s0} - a_{s1} S'_{s0}, \quad (7.18)$$

где S_{b0} , S_{s0} и S'_{s0} – статические моменты, соответственно, сжатой зоны бетона, растянутой и сжатой арматуры относительно нейтральной оси.

Для прямоугольных сечений только с растянутой арматурой высоту сжатой зоны определяют по формуле

$$x_m = h_0 \left(\sqrt{(\mu_s \cdot \alpha_{s2})^2 + 2\mu_s \cdot \alpha_{s2} - \mu_s \cdot \alpha_{s2}} \right), \quad (7.19)$$

где $\mu_s = \frac{A_s}{bh_0}$.

Для тавровых (с полкой в сжатой зоне) и двутавровых сечений высоту сжатой зоны определяют по формуле

$$x_m = h_0 \left(\sqrt{\left(\mu_s \alpha_{s2} + \mu'_s \alpha_{s1} + \mu'_f \right)^2 + 2 \left(\mu_s \alpha_{s2} + \mu'_s \alpha_{s1} \frac{a'}{h_0} + \mu'_f \frac{\mu'_f}{2h_0} \right)} \right. \\ \left. - \left(\mu_s \alpha_{s2} + \mu'_s \alpha_{s1} + \mu'_f \right) \right), \quad (7.20)$$

где $\mu'_f = \frac{A'_f}{bh_0}$, A'_f – площадь сечения свесов сжатой полки.

Жесткость изгибаемых железобетонных элементов допускается определять по формуле

$$D = E_{s,red} A_s z (h_0 - x_m), \quad (7.21)$$

где z – расстояние от центра тяжести растянутой арматуры до точки приложения равнодействующей усилий в сжатой зоне.

Для элементов прямоугольного сечения при отсутствии (или без учета) сжатой арматуры значение z определяют по формуле

$$z = h_0 - \frac{1}{3} x_m. \quad (7.22)$$

Для элементов прямоугольного, таврового (с полкой в сжатой зоне) и двутаврового поперечных сечений значение z допускается принимать равным $0,8h_0$.

Вопросы для самостоятельной работы

1. На действие каких нагрузок производят расчет железобетонных конструкций по деформациям?
2. Из какого условия производят расчет железобетонных элементов по прогибам?
3. По какой формуле определяют максимальный прогиб для свободно опертых и консольных элементов?
4. По какой формуле определяют кривизну железобетонных изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов или участков элемента, где в растянутой зоне не образуются нормальные к продольной оси трещины?
5. По какой формуле определяют кривизну железобетонных изгибаемых, внецентренно сжатых и внецентренно растянутых элементов или участков элемента, где в растянутой зоне образуются нормальные к продольной оси трещины?
6. По какой общей формуле определяют кривизну железобетонных элементов $1/r$ от действия соответствующих нагрузок для ненапрягаемых элементов?
7. По какой общей формуле определяют кривизну железобетонных элементов $1/r$ от действия соответствующих нагрузок для напрягаемых элементов?
8. По какой формуле определяется изгибная жесткость приведенного поперечного сечения элемента D ?
9. Как определяется значения модуля деформации бетона в элементах на участке без трещин в растянутой зоне при непродолжительном действии нагрузки?
10. Как определяется значения модуля деформации бетона в элементах на участке без трещин в растянутой зоне при продолжительном действии нагрузки?
11. Как определяется значения модуля деформации бетона в элементах на участке с трещинами в растянутой зоне при непродолжительном и продолжительном действии нагрузки?
12. По какой формуле допускается определять жесткость изгибаемых железобетонных элементов на участках с трещинами?

13. Как определяется приведенный модуль деформации растянутой арматуры, с учетом влияния работы растянутого бетона между трещинами?
14. Какой величине допускается принимать значение z для элементов прямоугольного сечения при отсутствии (или без учета) сжатой арматуры?

БИБЛИОГРАФИЧЕСКИЙ СПИСОК

1. Свод правил СП 20.13330.2011 Нагрузки и воздействия. Актуализированная редакция СНиП 2.01.07-85*. Свод правил нагрузки и воздействия. Минрегион России. – М. : ЦПП, 2011. – 80 с.
2. Свод правил СП 63.13330.2012 Бетонные и железобетонные конструкции. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 52-01-2003. Минрегион России. – М. : ЦПП, 2012. – 161 с.
3. Байков, В.Н. Железобетонные конструкции: общий курс : учеб. для вузов / В.Н. Байков, Э.Е. Сигалов. – 5-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1991. – 767 с.
4. Бондаренко, В.М. Железобетонные и каменные конструкции : учеб. для студентов вузов по спец. «Промышленное и гражданское строительство» / В.М. Бондаренко, Д.Г. Суворкин. – М. : Высш. шк., 1987. – 384 с.
5. ГОСТ 27751-2014. Надежность строительных конструкций и оснований. Основные положения. – М. : Стандартиформ, 2015. – 14 с.